

**Titre:** Effets de la composante verticale des séismes sur le comportement sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton  
**Title:**

**Auteur:** Sayouba Tinta  
**Author:**

**Date:** 2017

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Tinta, S. (2017). Effets de la composante verticale des séismes sur le comportement sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
**Citation:** <https://publications.polymtl.ca/2872/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2872/>  
**PolyPublie URL:**

**Directeurs de recherche:** Najib Bouaanani  
**Advisors:**

**Programme:** Génie civil  
**Program:**

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

EFFETS DE LA COMPOSANTE VERTICALE DES SÉISMES SUR LE  
COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES ET ÉQUIPEMENTS ANNEXES  
AUX BARRAGES EN BÉTON

SAYOUBA TINTA  
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)  
NOVEMBRE 2017



UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

EFFETS DE LA COMPOSANTE VERTICALE DES SÉISMES SUR LE  
COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES ET ÉQUIPEMENTS ANNEXES  
AUX BARRAGES EN BÉTON

présenté par : TINTA Sayouba

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph. D., président

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*À mon grand frère Arouna TINTA,  
merci pour le soutien pendant  
toutes ces années d'études. . .*

## REMERCIEMENTS

Par ces quelques lignes, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce projet de recherche.

Je tiens particulièrement à remercier mon directeur de recherche, le Professeur Najib Bouaani, ing., Ph. D., pour son encadrement rigoureux durant tout le déroulement de ce projet de recherche. Je le remercie pour les nombreux enseignements techniques reçus pendant tout le long du projet.

Mes remerciements vont aussi à l'endroit des Professeurs Pierre Léger, ing., Ph. D. et Mahdi Ben Ftima, ing., Ph. D., pour avoir respectivement accepté d'être président et membre de mon jury.

Je remercie le Conseil de la Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) pour le soutien financier accordé au projet de recherche.

Je témoigne aussi ma reconnaissance à Sylvain Renaud pour son investissement dans le développement de ce travail de recherche et aussi pour les échanges techniques réguliers.

Tous mes remerciements à Poulad Daneshvar qui a toujours été disponible pour répondre à mes multiples questions. Je le remercie pour son envie de transmettre davantage son savoir et aussi pour ses nombreux conseils.

Je remercie aussi Tarik Fethi Saichi, Wenbo Duan, Christopher El-Khoury, Luong Ha Nguyen, Nelson Issombo, Lucie Tabor et Olivier Deaux d'avoir été présents le long de mon parcours à Polytechnique et surtout pendant tout le déroulement de ce projet de recherche.

Finalement, je remercie mes parents qui m'ont fait confiance et m'ont donné la chance de poursuivre des études de spécialisation en génie civil. Leurs encouragements quotidiens témoignent de l'aboutissement de ce travail de recherche.

## RÉSUMÉ

Ce travail de recherche a eu pour but d'estimer, par la méthode des éléments finis, les effets de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux de barrages en béton avec leur réservoir. Ces spectres de plancher représentent en fonction des fréquences propres les accélérations maximales subies par les structures et équipements annexes des barrages. Afin d'atteindre le but de ce projet, deux barrages-poids de petite et de grande tailles ont été choisis. Les réservoirs de ces barrages-poids sont aussi considérés. Les composantes horizontale et verticale de trois séismes présentant des signatures temporelles et des contenus fréquentiels différents ont aussi été sélectionnées.

Tout d'abord, des analyses dynamiques par superposition modale des deux barrages-poids sans réservoir ont été menées en utilisant les trois séismes. Les spectres de plancher horizontaux et verticaux sont déterminés d'une part en sollicitant les barrages-poids avec la composante horizontale de chaque séisme et d'autre part en excitant simultanément les barrages-poids avec les composantes horizontale et verticale de chaque séisme. Les spectres de plancher horizontaux et verticaux ayant convergé de ces analyses dynamiques par superposition modale ont été retenus comme spectres de plancher de référence.

De plus, des analyses dynamiques par intégration directe ont été réalisées sur les barrages-poids seuls. Les spectres de plancher horizontaux et verticaux, déduits premièrement en sollicitant les barrages-poids avec la composante horizontale seule des séismes et deuxièmement avec les composantes horizontale et verticale de chaque séisme ont été déterminés. Ces spectres de plancher sont calculés pour différentes valeurs de l'amortissement de Rayleigh et aussi des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité des barrages seuls. Ces analyses ont montré que l'amortissement de Rayleigh amplifie les spectres de plancher au fur et à mesure que l'intervalle du couple de fréquences de calcul de cet amortissement inclut des fréquences de modes ayant une contribution significative à la réponse dynamique. En outre, l'amortissement proportionnel à la masse sous-amortit les hautes fréquences, tandis que l'amortissement proportionnel à la rigidité les sur-amortit.

Par ailleurs, les amortissements de Rayleigh calculés pour les barrages-poids seuls et permettant d'avoir des spectres de plancher horizontaux et verticaux se superposant (ou légèrement conservateurs) à ceux des analyses dynamiques par superposition modales sont choisis pour

évaluer les effets de la composante verticale des séismes. Cela pour les modèles des barrages-poids seuls et des barrages-poids avec leur réservoir. L'analyse dynamique par intégration directe est la méthode utilisée car elle permet de définir l'amortissement visqueux pour le barrage-poids seul dans le cas d'une analyse incluant le réservoir.

Ensuite, afin de tenir compte de l'interaction barrage-réservoir, des analyses de convergence sont réalisées sur la longueur des réservoirs des deux barrages-poids. Les réservoirs sont modélisés par des éléments finis fluides. De ces analyses, il est ressorti que la prise en compte de la composante verticale des séismes nécessite une plus grande longueur pour obtenir la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux des deux barrages-poids.

Enfin, les effets de la composante verticale des séismes sont évalués sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux à la crête de chaque barrage-poids, mais aussi sur les valeurs maximales de ces spectres suivant la hauteur de chaque barrage-poids. Les résultats des spectres de plancher issus des analyses dynamiques par intégration directe des deux barrages-poids soumis à chaque composante horizontale des trois séismes sont comparés à ceux des mêmes analyses avec une sollicitation simultanée des barrages-poids avec les composantes horizontale et verticale de chaque séisme. Les spectres de plancher obtenus des barrages-poids seuls et des barrages-poids et de leur réservoir sont analysés. Le réservoir de chaque barrage-poids est modélisé avec une eau compressible, une eau incompressible et avec les masses ajoutées de Westergaard. Cela a pour but d'observer les effets combinés des hypothèses de modélisation du réservoir et de la composante verticale des séismes. Dans le cas d'un réservoir avec une eau compressible, les effets combinés de l'absorption des ondes au fond du réservoir et de la composante verticale des séismes sont aussi étudiés.

## ABSTRACT

The purpose of this research work is to estimate, by the finite element method, the effects of the vertical component of earthquakes on horizontal and vertical floor response spectra of concrete dams with their reservoirs. These floor spectra represent, according to the natural frequencies, the maximum accelerations undergone by the structures and secondary equipments of the dams. In order to achieve the goal of this project, two gravity dams of small and large sizes were chosen. The reservoirs of these dams are also considered. The horizontal and vertical components of three earthquakes with different signatures and different frequency contents were also selected.

Firstly, dynamic analyzes by modal superposition of the two gravity dams without their reservoir were carried out using the three earthquakes. The horizontal and vertical floor spectra are determined on the one hand by loading the gravity dams with the horizontal component of each earthquake and on the other hand by simultaneously exciting the gravity dams with the horizontal and vertical components of each earthquake. The horizontal and vertical floor spectra that converged from these dynamic analyzes by modal superposition were used as reference floor spectra.

Dynamic analyzes by direct integration were carried out on gravity dams alone. The horizontal and vertical floor spectra, deduced by exciting the gravity dams with the horizontal component alone of the earthquakes and with the horizontal and vertical components of each earthquake, were determined. These floor spectra are calculated for different values of the Rayleigh damping and also for damping proportional to the mass and the rigidity of the dams alone. These analyzes have shown that Rayleigh damping amplifies the floor spectrum as the interval of the frequency of calculation of this damping includes modes having a significant contribution to the dynamic response. In addition, the damping proportional to the mass under damps the high frequencies, while the damping proportional to the rigidity over damps them.

The Rayleigh dampings calculated for gravity dams alone which allow horizontal and vertical floor spectra to match (or slightly conservative) those of dynamic analyzes by modal superposition are chosen to evaluate the effects of the vertical component of earthquakes. This is the case for gravity dams alone and gravity dams with their reservoir. Dynamic analysis by

direct integration is the method used because it is possible to define the viscous damping for the gravity dam only in the case of an analysis including the reservoir.

Then, in order to take into account the fluid-structure interaction, convergence analyzes are carried out over the length of the reservoirs of the two gravity dams. The reservoirs are modeled by fluid finite elements. From these analyzes, it was found that taking into account the vertical component of the earthquakes requires a longer length to obtain the convergence of the horizontal and vertical floor spectra of the two gravity dams.

Finally, the effects of the vertical component of earthquakes are evaluated on the horizontal and vertical floor spectra at the crest of each gravity dam, but also on the maximum values of these spectra according to the height of each gravity dam. The results of the floor spectra obtained from the dynamic analyzes by direct integration of the two gravity dams subjected to each horizontal component of the three earthquakes are compared with those of the same analyzes with simultaneous loading of the gravity dams with the horizontal and vertical components of each earthquake. The floor spectra obtained from the gravity dams alone and from the gravity dams and their reservoir are analyzed. The reservoir of each gravity dam is modeled with compressible water, incompressible water and with the added masses of Westergaard. The purpose of the different modelings of the reservoir was to observe the combined effects of reservoir modeling assumptions and the vertical component of earthquakes. In the case of a reservoir with compressible water, the combined effects of wave absorption at the bottom of the reservoir and the vertical component of the earthquakes are also studied.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE . . . . .	iii
REMERCIEMENTS . . . . .	iv
RÉSUMÉ . . . . .	v
ABSTRACT . . . . .	vii
TABLE DES MATIÈRES . . . . .	ix
LISTE DES TABLEAUX . . . . .	xi
LISTE DES FIGURES . . . . .	xii
LISTE DES ANNEXES . . . . .	xxiv
CHAPITRE 1 INTRODUCTION . . . . .	1
1.1 Contexte de l'étude et problématique . . . . .	1
1.2 Objectifs de recherche . . . . .	2
1.3 Méthodologie . . . . .	3
1.4 Organisation du mémoire . . . . .	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE . . . . .	6
2.1 Séismes et barrages en béton . . . . .	7
2.1.1 Impacts du séisme sur les barrages en béton . . . . .	7
2.1.2 Impacts du séisme sur les ouvrages secondaires . . . . .	8
2.2 Types d'analyse sismique des barrages en béton . . . . .	12
2.3 Amortissement modal et amortissement de Rayleigh . . . . .	13
2.4 Modélisation sismique par éléments finis de l'interaction barrage-réservoir . .	15
2.4.1 Modélisation simplifiée . . . . .	16
2.4.2 Modélisation raffinée . . . . .	17
2.5 Modélisation sismique des systèmes secondaires . . . . .	19
2.5.1 Méthode couplant le barrage-réservoir et les ouvrages annexes . . . .	20
2.5.2 Méthode du spectre de plancher . . . . .	20
2.5.3 Critères de choix de la méthode d'analyse . . . . .	25
2.6 Amplification sismique : Effets de la composante verticale des séismes . . . .	27



2.7	Chargement sismique . . . . .	31
CHAPITRE 3 DÉMARCHE GÉNÉRALE ET MODÈLES ÉLÉMENTS FINIS . . .		33
3.1	Description de la méthodologie . . . . .	33
3.2	Considérations générales de modélisation . . . . .	36
3.3	Création du maillage . . . . .	36
3.4	Propriétés mécaniques . . . . .	37
3.5	Conditions aux frontières . . . . .	38
3.6	Chargement sismique . . . . .	40
CHAPITRE 4 EFFETS DE LA COMPOSANTE VERTICALE DES SÉISMES . .		44
4.1	Introduction . . . . .	44
4.2	Analyse dynamique par superposition modale . . . . .	45
4.2.1	Propriétés dynamiques des barrages-poids . . . . .	46
4.2.2	Résultats et discussions . . . . .	49
4.3	Analyse dynamique par intégration directe . . . . .	58
4.3.1	Calcul des paramètres de l'amortissement de Rayleigh . . . . .	62
4.3.2	Résultats et discussions . . . . .	63
4.4	Étude sur la condition à l'infini du réservoir . . . . .	69
4.5	Effets de la composante verticale sur les modèles de barrages seuls et les mo- dèles barrages-réservoirs . . . . .	76
4.5.1	Effets de la composante verticale sur les barrages seuls . . . . .	79
4.5.2	Effets de la composante verticale sur les modèles barrages-réservoirs avec une eau compressible . . . . .	82
4.5.3	Effets de la composante verticale sur les modèles barrages-réservoirs avec une eau incompressible . . . . .	87
4.5.4	Effets de la composante verticale sur les modèles barrages-réservoirs avec les masses ajoutées de Westergaard . . . . .	92
4.5.5	Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir . . . . .	96
4.5.6	Effets de l'absorption des ondes de compression au fond du réservoir .	101
CHAPITRE 5 CONCLUSION . . . . .		113
5.1	Synthèse des études . . . . .	113
5.2	Perspectives de recherche . . . . .	115
RÉFÉRENCES . . . . .		117
ANNEXES . . . . .		123

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.1	Périodes et fréquences propres des 25 premiers modes de vibration des barrages-poids D1 et D2 . . . . .	53
Tableau 4.2	Récapitulatif du nombre de modes requis pour la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D1 par chacun des 3 séismes utilisés . . . . .	62
Tableau 4.3	Récapitulatif du nombre de modes requis pour la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D2 par chacun des 3 séismes utilisés . . . . .	63
Tableau 4.4	Fréquence fondamentale $F_1$ , couples de fréquences propres ( $F_1$ - $F_i$ ) et masses modales effectives cumulées suivant X et Y du barrage-poids D1 avec les paramètres $\alpha$ et $\beta$ des amortissements proportionnels juste à la masse ou à la rigidité et de l'amortissement de Rayleigh correspondants	64
Tableau 4.5	Fréquence fondamentale $F_1$ , couples de fréquences propres ( $F_1$ - $F_i$ ) et masses modales effectives cumulées suivant X et Y du barrage-poids D2 avec les paramètres $\alpha$ et $\beta$ des amortissements proportionnels juste à la masse ou à la rigidité et de l'amortissement de Rayleigh correspondants	64
Tableau 4.6	Récapitulatif des spectres de plancher horizontaux et verticaux choisis de l'analyse dynamique par intégration directe des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D1 par chacun des 3 séismes utilisés et écarts maximaux entre ces spectres et ceux de l'analyse dynamique par superposition modale . . . . .	74
Tableau 4.7	Récapitulatif des spectres de plancher horizontaux et verticaux choisis de l'analyse dynamique par intégration directe des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D2 par chacun des 3 séismes utilisés et écarts maximaux entre ces spectres et ceux correspondants de l'analyse dynamique par superposition modale . . . . .	75
Tableau 4.8	valeurs numériques des différentes longueurs utilisées pour les études de convergence sur la longueur de troncature des réservoirs des barrages-poids D1 et D2 . . . . .	75

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Barrage de Sefid-Rud (Iran) : Fissures en tête des contreforts (MEDDE-DGPR, 2014) . . . . .	8
Figure 2.2	Effondrement du barrage de Shih-Kang pendant le séisme de Chi-Chi de 1999 en Taïwan (Wieland and Fan, 2004) . . . . .	9
Figure 2.3	Dommages causés par le séisme de Wenchuan (Chine) au barrage-poids de Baozhushi : (a) ouverture de joint et fissurations ; (b) vue générale de l'ouvrage ; (c) mouvement de l'équipement de manutention de 45 cm (Zhang, 2011) . . . . .	10
Figure 2.4	Endommagement d'un bâtiment en béton sur la tour de prise d'eau du barrage de Zipingpu pendant le séisme de Wechuan (Chine) de 2008 (ICOLD, 2012) . . . . .	11
Figure 2.5	Endommagement du bâtiment de la cage d'ascenseur à la crête du barrage de Shapai pendant le séisme de Wechuan (Chine) de 2008, adaptée de (USSD, 2014) . . . . .	12
Figure 2.6	Variation du ratio d'amortissement modal en fonction de la pulsation propre, adaptée de (Chopra, 2007) . . . . .	16
Figure 2.7	Illustration du calcul des spectres de plancher horizontal et vertical à un point P d'un barrage-poids : Modèle couplé barrage-réservoir en éléments finis soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale d'un séisme . . . . .	22
Figure 2.8	Spectre de plancher lissé et élargi aux pics, (USNRC, 1976) . . . . .	25
Figure 2.9	Zones de couplage et de non couplage des structures primaire et secondaire, (Chen and Soong, 1988) . . . . .	26
Figure 2.10	Spectres de plancher : Analyses couplée et non couplée des structures primaire et secondaire, (Chen and Soong, 1988) . . . . .	27
Figure 2.11	Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale du séisme de Koyna de 1967 sur les déplacements horizontaux à la crête du barrage-poids de Koyna, (Lee and Fenves, 1998) . . . . .	29
Figure 2.12	Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale de 20 séismes sur les valeurs absolues maximales des déplacements horizontaux à la crête du barrage-poids de Koyna, adaptée de (Wang et al., 2016) . . . . .	30

Figure 2.13	Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale sur le déplacement horizontal à la crête du barrage-poids de Pine Flat, adaptée de (Hariri-Ardebili and Saouma, 2016) . . . . .	31
Figure 2.14	Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale sur le déplacement vertical à la crête du barrage-poids de Pine Flat, adaptée de (Hariri-Ardebili and Saouma, 2016) . . . . .	32
Figure 2.15	Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale sur la contrainte principale majeure à la crête du barrage-poids de Pine Flat, (Hariri-Ardebili and Saouma, 2016) . . . . .	32
Figure 3.1	Géométries des barrages-poids et de leur réservoir : (a) barrage D1 de hauteur 35 m, (b) barrage D2 de hauteur 90 m, adaptée de (Messio, 2016) . . . . .	38
Figure 3.2	Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D1 par des éléments finis solides 2D et du réservoir par des éléments finis fluides	39
Figure 3.3	Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D2 par des éléments finis solides 2D et du réservoir par des éléments finis fluides	40
Figure 3.4	Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D1 par des éléments finis solides 2D et modélisation des pressions hydrodynamiques de Westergaard par les masses ajoutées de Westergaard . . . . .	41
Figure 3.5	Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D2 par des éléments finis solides 2D et modélisation des pressions hydrodynamiques de Westergaard par les masses ajoutées de Westergaard . . . . .	42
Figure 3.6	Accélérogrammes des séismes et spectres de réponse correspondants déterminés pour 5% d'amortissement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989); (a), (c) et (e) : Accélérogrammes; (b), (d) et (f) : spectres de réponse des accélérogrammes . . . . .	43
Figure 4.1	Six premières déformées modales et les fréquences propres correspondantes du barrage-poids D1 . . . . .	49
Figure 4.2	Six premières déformées modales et les fréquences propres correspondantes du barrage-poids D2 . . . . .	50
Figure 4.3	Masses modales effectives cumulées des 25 premiers modes de vibration suivant les directions horizontale X et verticale Y du mouvement du barrage-poids D1 . . . . .	51

Figure 4.4	Masses modales effectives cumulées des 25 premiers modes de vibration suivant les directions horizontale X et verticale Y du mouvement du barrage-poids D2 . . . . .	52
Figure 4.5	Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec chaque composante horizontale des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux . . . . .	58
Figure 4.6	Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquées simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux . . . . .	59
Figure 4.7	Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec chaque composante horizontale des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux . . . . .	60
Figure 4.8	Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquées simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux . . . . .	61

Figure 4.9	Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec chaque composante horizontale seule des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale	70
Figure 4.10	Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquée simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale . . . . .	71
Figure 4.11	Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec chaque composante horizontale seule des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale	72

Figure 4.12	Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquée simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale . . . . .	73
Figure 4.13	Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature $L_r$ du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D1 soumis à la composante horizontale seule des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux . . . . .	76
Figure 4.14	Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature $L_r$ du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D1 soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux . . . . .	77
Figure 4.15	Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature $L_r$ du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D2 soumis à la composante horizontale seule des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux . . . . .	78

Figure 4.16	Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature $L_r$ du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D1 soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux	79
Figure 4.17	Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)	83
Figure 4.18	Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)	84
Figure 4.19	Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenues avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	85
Figure 4.20	Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenues avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	86
Figure 4.21	Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2, comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément D1 et D2 par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	87



Figure 4.22	Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	88
Figure 4.23	Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	89
Figure 4.24	Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	90
Figure 4.25	Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	91
Figure 4.26	Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ), comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les mêmes modèles barrages-réservoirs par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	92

Figure 4.27	Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	93
Figure 4.28	Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	94
Figure 4.29	Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	95
Figure 4.30	Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	96
Figure 4.31	Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible, comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les mêmes modèles barrages-réservoirs par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	97

Figure 4.32	Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	98
Figure 4.33	Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	99
Figure 4.34	Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	100
Figure 4.35	Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	101
Figure 4.36	Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard, comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les mêmes modèles barrages-réservoirs par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	102

Figure 4.37	Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	103
Figure 4.38	Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	104
Figure 4.39	Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	105
Figure 4.40	Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	106
Figure 4.41	Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 par les deux composantes de chacun de 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)	107

Figure 4.42	Effets de l'absorption des ondes sur les spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	108
Figure 4.43	Effets de l'absorption des ondes sur les spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	109
Figure 4.44	Effets de l'absorption des ondes sur les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	110
Figure 4.45	Effets de l'absorption des ondes sur les amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	111
Figure 4.46	Effets de l'absorption des ondes sur les ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 par les deux composantes de chacun de 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) . . . . .	112
Figure A.1	Comparaison des accélérations absolues de l'analyse dynamique par superposition modale réalisée sur Code Aster et ADINA . . . . .	124
Figure A.2	Comparaison des spectres de plancher horizontaux de l'analyse dynamique par superposition modale réalisée sur Code Aster et ADINA . . . . .	125

Figure A.3	Comparaison des accélérations absolues de l'analyse dynamique par intégration directe réalisée sur Code Aster et ADINA . . . . .	126
Figure A.4	Comparaison des spectres de plancher horizontaux de l'analyse dynamique par intégration directe réalisée sur Code Aster et ADINA . . .	127

**LISTE DES ANNEXES**

Annexe A	VALIDATION NUMÉRIQUE DU CALCUL DES SPECTRES DE PLAN- CHER . . . . .	123
----------	--	-----

## CHAPITRE 1

### INTRODUCTION

#### 1.1 Contexte de l'étude et problématique

Les pertes humaines et économiques que peuvent engendrer la rupture d'un barrage sous séisme de même que les évolutions des normes parasismiques selon les avancées de la recherche font que l'analyse sismique des barrages est un sujet pleinement étudié par la communauté scientifique. Le règlement sur la sûreté des barrages au Québec qui est entré en vigueur le 11 avril 2002 (Miquel, 2012) demande la prise en considération des charges sismiques dans la conception et l'évaluation des barrages.

Malgré que le retour d'expérience mondial indique une rareté des barrages en béton ayant subi une rupture sous un tremblement de terre ([www.barrages-cfbr.eu](http://www.barrages-cfbr.eu)), les barrages en béton de Sefid-Rud en Iran et de Koyna en Inde sont des exemples de barrages ayant connu des fissurations importantes sous séisme (Council, 1991; Hariri-Ardebili, 2016). Ces dégâts ont conduit à la réalisation d'importants travaux de réparation et de renforcement. Néanmoins, comparés aux nombreux effondrements que l'on peut relever des autres ouvrages courants du génie civil tels que les bâtiments (Bachmann et al., 2002) et les ponts (Kawashima, 2012), les barrages en béton constituent des ouvrages qui présentent une meilleure résistance aux séismes (Council, 1991). Ces ouvrages faisant partie entière de l'économie à travers l'hydroélectricité et l'irrigation agricole (Jansen, 2012) et le séisme étant un phénomène dont l'avènement, la magnitude et l'intensité sont aléatoires, cette précédente observation sur la résistance au séisme des barrages ne devrait pas occulter le besoin de la vérification de leur stabilité sismique.

Plusieurs travaux de recherche ont été consacrés à l'analyse sismique des barrages en béton. Les travaux de Westergaard et de Zangar (Westergaard, 1933; Zangar, 1952) ont permis de disposer de méthodes de modélisation simplifiée de l'interaction barrage-réservoir. Les travaux les plus récents permettent une modélisation plus raffinée de l'interaction barrage-réservoir et aussi de l'amortissement des ondes de compression au fond du réservoir dû à la sédimentation (Chopra, 1970; Fenves and Chopra, 1984; Humar and Jablonski, 1988; Bouaani and Lu, 2009). De nombreuses études de barrages en béton aussi bien dans la pratique



que dans la recherche ont démontré l'importance de l'interaction barrage-réservoir dans la réponse sismique des barrages en béton.

Il existe 4 niveaux d'analyse sismique des barrages en béton classés du plus simple au plus raffiné (Ghrib et al., 1997) qui sont dorénavant préconisés par les normes (USACE, 1999; FERC, 2002) pour la conception et l'évaluation sismiques des barrages en béton. Les deux derniers niveaux, niveaux III et IV, qui sont ceux utilisés respectivement pour des analyses dynamiques temporelles linéaires et non-linéaires permettent d'étudier des modèles bidimensionnels et tridimensionnels de barrages selon la méthode des éléments finis. Pour les analyses portant sur le niveau IV, les non-linéarités associées au comportement du matériau, aux interfaces béton-rocher et aux joints béton-béton peuvent être considérées.

Des études dynamiques linéaires 2D (Bouaanani and Renaud, 2014) réalisées selon le niveau III d'analyse sismique des barrages incluant l'interaction barrage-réservoir et des enregistrements sismiques sur site (Rainer and Dascal, 1991; Zhang, 2011) ont démontré une amplification à la crête du barrage de l'accélération sismique au sol. Cette amplification peut être source de dommages considérables pour les ouvrages annexes des barrages en béton. Il s'agit essentiellement des bâtiments de contrôle des équipements électromécaniques, des ponts d'accès à l'ouvrage, des vannes assurant la fonction d'évacuateur de crue ou de vidange de fond et des équipements de manutention des vannes tels que les grues.

La plupart des études dynamiques sur l'amplification de l'accélération au sol ont été menées en considérant la composante horizontale seule du séisme. Très peu d'études ont été réalisées en incluant l'effet de sa composante verticale afin d'observer le comportement sismique de ces structures et équipements annexes aux barrages en béton. De surcroît, l'impact de l'interaction barrage-réservoir en considérant la composante verticale du séisme sur le comportement sismique des ouvrages annexes n'est pas encore étudié. Toutes ces incertitudes ne permettent actuellement pas de juger de la stabilité sismique des ouvrages annexes aux barrages en béton soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale d'un séisme.

## 1.2 Objectifs de recherche

Les structures et équipements annexes aux barrages en béton étant indispensables à leur exploitation, une profonde compréhension de leur comportement sismique est nécessaire afin d'assurer leur stabilité sismique. Ainsi, ce présent projet de recherche a pour objectif prin-

principal d'étudier les effets de la composante verticale des séismes sur les réponses sismiques des structures et équipements annexes aux barrages en béton. Ces réponses sismiques sont les spectres de plancher d'accélération décrits dans la suite de ce mémoire. Pour des raisons de concision, ils seront aussi appelés spectres de plancher. Dans le but de les obtenir, une modélisation numérique bidimensionnelle et basée sur la méthode des éléments finis est adoptée. Les objectifs spécifiques se rapportent principalement aux effets des hypothèses de modélisation sur les spectres de plancher. Ils consistent à :

- Étudier les effets de la taille du barrage et de différents types de séismes sur le comportement des spectres de plancher.
- Étudier les effets de l'amortissement de Rayleigh et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les amplitudes des spectres de plancher. Les spectres de plancher déterminés d'une analyse dynamique par superposition modale sont comparés à ceux d'une analyse dynamique par intégration directe afin d'effectuer un choix judicieux de l'amortissement de Rayleigh.
- Déterminer la longueur de troncature du réservoir nécessaire à l'obtention de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux lorsque le réservoir du barrage est modélisé par des éléments finis fluides.
- Considérer les effets de l'interaction barrage-réservoir dans l'estimation des effets de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher : Effets de la compressibilité de l'eau et de l'absorption des ondes au fond du réservoir.

### 1.3 Méthodologie

Dans l'optique d'étudier les effets de la composante verticale des séismes sur le comportement sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton, tout d'abord deux géométries 2D de barrages en béton ont été choisies. Il s'agit de deux barrages-poids de 35 m et de 90 m de hauteur et nommés respectivement D1 et D2. Les effets de la hauteur des barrages-poids seront aussi observés.

Ensuite, les composantes horizontales et verticales de trois séismes couramment utilisés dans la littérature pour l'analyse sismique des barrages en béton sont sélectionnées comme chargement sismique. Ces séismes sont le séisme de l'Imperial Valley de 1940, le séisme de Parkfield de 1966 et enfin le séisme de Loma Prieta de 1989. Ces derniers sont choisis car ils présentent des signatures temporelles, des contenus fréquentiels et des ratios de la composante verticale sur la composante horizontale ( $V/H$ ) différents.

Aussi, afin de s'assurer des effets de l'amortissement sur la réponse sismique des structures et équipements annexes et d'en effectuer un choix judicieux, des modèles d'éléments finis des barrages seuls sont construits d'une part avec un amortissement modal et d'autre part avec un amortissement de Rayleigh. Ces modèles sont ensuite analysés. Les deux types d'amortissement sont décrits dans la suite de ce mémoire. De plus, pour la simulation de l'interaction barrage-réservoir avec des éléments finis fluides, le choix de la longueur du réservoir doit se faire après une étude de convergence. Des modèles d'éléments finis couplés barrage-réservoir ont donc été construits et analysés. Une analyse dynamique linéaire temporelle est réalisée pour tous les modèles.

Enfin, disposant des outils nécessaires à l'étude du comportement sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton, les sollicitations sismiques maximales auxquelles ils sont soumis sont ensuite déterminées à la crête des barrages et suivant leur hauteur en tenant compte des effets d'interaction barrage-réservoir. Ces sollicitations sismiques maximales sont les spectres de plancher. Elles sont déterminées en considérant un comportement linéaire du matériau des barrages-poids.

## 1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est organisé en 5 chapitres incluant ce chapitre introductif.

Le chapitre 2 passe en revue les événements sismiques liés aux barrages en bétons et à leurs structures et équipements annexes. Les méthodes numériques disponibles pour leurs analyses sismiques sont aussi évoquées. De plus, les observations essentielles des études réalisées sur les effets de la composante verticale des séismes sont brièvement abordées.

Quant au chapitre 3, il présente la méthodologie générale suivie pour la détermination des spectres de plancher. Aussi, tous les modèles éléments finis des barrages-poids et de leur réservoir ayant servi au calcul de ces spectres de plancher sont présentés.

Dans le chapitre 4, les résultats des spectres de plancher horizontaux et verticaux obtenus des analyses dynamiques par superposition modale et par intégration directe sont présentés. Les effets de l'amortissement de Rayleigh et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sont étudiés. Un choix judicieux de l'amortissement de Rayleigh est ensuite fait

pour étudier les effets de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux. Ces derniers calculés d’une part en sollicitant les barrages-poids avec la composante horizontale seule des séismes et d’autre part en excitant simultanément les barrages-poids avec les composantes horizontales et verticales des séismes sont comparés afin de juger des effets de la composante verticale. Les effets de la compressibilité du réservoir de même que de l’absorption des ondes combinés à ceux de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher sont aussi analysés. En plus des spectres de plancher horizontaux et verticaux post-traités au centre de la crête des barrages-poids, les amplitudes maximales des spectres de plancher suivant la hauteur de chaque barrage-poids et les ratios des spectres de plancher sont présentés. Tous les résultats de ce chapitre sont commentés et discutés.

Enfin, le chapitre 5 constitue une synthèse du chapitre 4 et dresse des recommandations sur les modèles numériques à choisir pour l’étude du comportement sismique des structures et équipement annexes aux barrages en béton soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale d’un séisme. Des perspectives d’études complémentaires sont aussi évoquées.

L’annexe A contient des analyses dynamiques comparatives entre le logiciel libre (EDF, 2017) et le logiciel commercial ADINA (ADINA, 2016) selon différentes méthodes d’analyse dynamique sur le barrage-poids D2 sans réservoir. Cela a pour but de valider la méthodologie adoptée pour le calcul des spectres de plancher.

## CHAPITRE 2

### REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une synthèse de la littérature scientifique sur les études du comportement sismique des barrages en béton et de leurs structures et équipements annexes. Une attention est particulièrement portée aux sujets se rapportant aux objectifs de ce projet de recherche.

Tout d'abord, les accidents les plus importants subis par les barrages en béton lors de secousses sismiques dans différents pays sont présentés. Aussi, malgré que leur comportement sismique soit très peu documenté, une revue détaillée de l'impact des tremblements de terre sur les structures et équipements annexes aux barrages en béton est présentée.

Ensuite, afin d'étudier le comportement sismique des ouvrages annexes aux barrages, les niveaux d'analyses dynamiques linéaires et non linéaires qui sont pertinents pour ce projet de recherche sont décrits. L'amortissement modal et l'amortissement de Rayleigh qui constituent des données d'entrée importantes pour la réalisation de ces types d'analyse sont également abordés.

Par ailleurs, un modèle numérique du barrage et du réservoir étant indispensables pour évaluer le comportement sismique des structures et équipements annexes, les méthodes numériques permettant de simuler de façon simplifiée et complexe l'interaction entre le barrage et le réservoir sont présentées.

En outre, les méthodes numériques disponibles pour la modélisation sismique des systèmes secondaires sont présentées en profondeur avec une mise en évidence des spectres de plancher qui représentent les accélérations maximales subies par les ouvrages annexes des barrages en béton. Une attention est aussi accordée aux critères permettant de choisir la méthode d'analyse des systèmes secondaires.

Aussi, l'effet de la composante verticale sur le comportement sismique des structures et équipement annexes étant l'objet principal de ce projet de recherche, une large revue de littérature

sur l'amplification sismique, avec une mise en exergue sur la contribution de la composante verticale, est réalisée pour des mesures sur site et des études numériques de barrages en béton.

Enfin, la réalisation d'une étude sismique ne pouvant se faire sans disposer de la sollicitation sismique d'entrée, les différentes techniques usuelles telles que les spectres de réponse de dimensionnement, l'étalonnage (ou "scaling") et l'ajustement (ou "matching") qui sont nécessaires pour sa définition sont évoquées.

## **2.1 Séismes et barrages en béton**

Le retour d'expérience mondial sur la stabilité sismique des barrages en béton qui peuvent être des barrages-voûtes ou des barrages-poids montre qu'en général leur stabilité globale n'a pas été mis en cause suite à une sollicitation sismique (MEDDE-DGPR, 2014). Construits essentiellement pour résister à des charges horizontales importantes, les barrages en béton ont très souvent bien résisté au tremblement de terre. Néanmoins, la littérature scientifique a répertorié certains des barrages-voûtes ou des barrages-poids ayant présenté des ruptures ou des dommages importants après un séisme.

### **2.1.1 Impacts du séisme sur les barrages en béton**

L'objectif de cette section est de présenter différents barrages en béton ayant subi des dégâts importants lors d'une secousse sismique. La revue des accidents des barrages est extraite de (Wieland and Fan, 2004; Zhang, 2011; MEDDE-DGPR, 2014; Hariri-Ardebili, 2016).

Par ordre d'avènement, le séisme de Koyna en 1967 a occasionné des fissures à l'amont et à l'aval du barrage-poids de Koyna en Inde. Les fissures à l'aval étaient principalement localisées au droit d'un changement de pente sur le parement aval. À l'issue du séisme de magnitude 6.5 avec des accélérations de pics de 0.63 g, 0.49 g et 0.34 g respectivement en amont-aval, en rive droite - rive gauche et en vertical, ce barrage de 103 m de hauteur et de 853 m de longueur a subi des réparations importantes avec l'installation de contreforts à l'aval pour assurer sa stabilité.

En 1990, le séisme de magnitude 7.3 de Manjil en Iran a causé des fissures aux joints de levée du barrage à contreforts en béton de Sefid-Rud. L'accélération maximale au sol est estimée à 0.5 g. La figure 2.1 montre les fissures à la partie supérieure des contreforts. Les ouvertures des joints ont été colmatées par des injections à l'époxy.

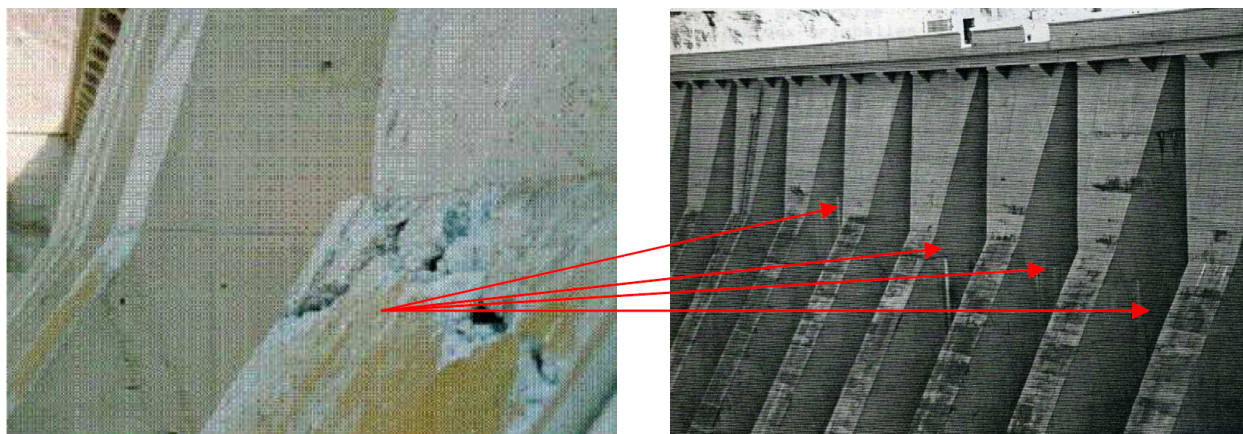


Figure 2.1 Barrage de Sefid-Rud (Iran) : Fissures en tête des contreforts (MEDDE-DGPR, 2014)

Le barrage-poids de Shih Kang en Taïwan, haut de 21.4 m et long de 357 constitue le seul barrage-poids qui s'est effondré sous chargement sismique comme le montre la figure 2.2. L'effondrement du barrage n'a pas occasionné de lâchure catastrophique du réservoir. Sa destruction a été causée par une faille localisée à sa base et engendrée par le séisme de magnitude 7.6 de Chi Chi en septembre 1999. La partie effondrée du barrage n'a pas été restaurée.

Le séisme du Wenchuan de magnitude 8 qui a été un séisme dévastateur (plus de 125 milliards de dollars US de pertes) en 2008 en chine a provoqué des fissures et l'ouverture d'un joint de levée à la crête du barrage-poids en béton de Baozhusi de hauteur 132 m comme le montre la figure 2.3 (a). Une augmentation des fuites a été observée. Celles-ci sont passées de 9.9 l/s à 16.4 l/s pour ensuite se stabiliser à 14.8 l/s. Des travaux de réparation ont depuis été réalisés sur le barrage.

### 2.1.2 Impacts du séisme sur les ouvrages secondaires

Les ouvrages secondaires des barrages en béton sont indispensables au maintien de leur exploitation. Ils sont de différents types assurant chacun une fonction particulière. Certains sont installés autour du barrage et d'autres sont directement situés en son sein. Les plus fréquents dont la détérioration sous tremblement de terre a un impact immédiat sur la sécurité du barrage sont les suivants :

Les vannes d'évacuateur et de vidange de fond : Ces équipements sont situés à la crête du barrage et à son fond. Il permettent de maintenir un niveau donné du réservoir en cas de



Figure 2.2 Effondrement du barrage de Shih-Kang pendant le séisme de Chi-Chi de 1999 en Taïwan (Wieland and Fan, 2004)

crues ou de le vider dans des situations où le barrage nécessite des réparations ou menace de céder suite à une forte sollicitation telle qu'un séisme. Leur dysfonctionnement peut donc être source de catastrophes majeures.

Les équipements de manutention : Le plus souvent installés à la crête du barrage, ces équipements permettent de lever les vannes afin qu'elles remplissent leur fonction initiale ou pour des travaux de réparations. Ils servent également à retirer les branches tombées dans le réservoir qui pourraient venir s'encaster dans les vannes de fond. Indispensables au bon fonctionnement des vannes, il est important que ces équipements restent fonctionnels après un séisme. La figure 2.3 (c) montre l'équipement de manutention du barrage-poids de Baozhusi qui a subi un déplacement de 45 cm suivant l'axe du barrage pendant le séisme de Wenchuan en 2008. La vue générale de l'ouvrage à la figure 2.3 (b) permet de voir l'intégralité de l'équipement de manutention.



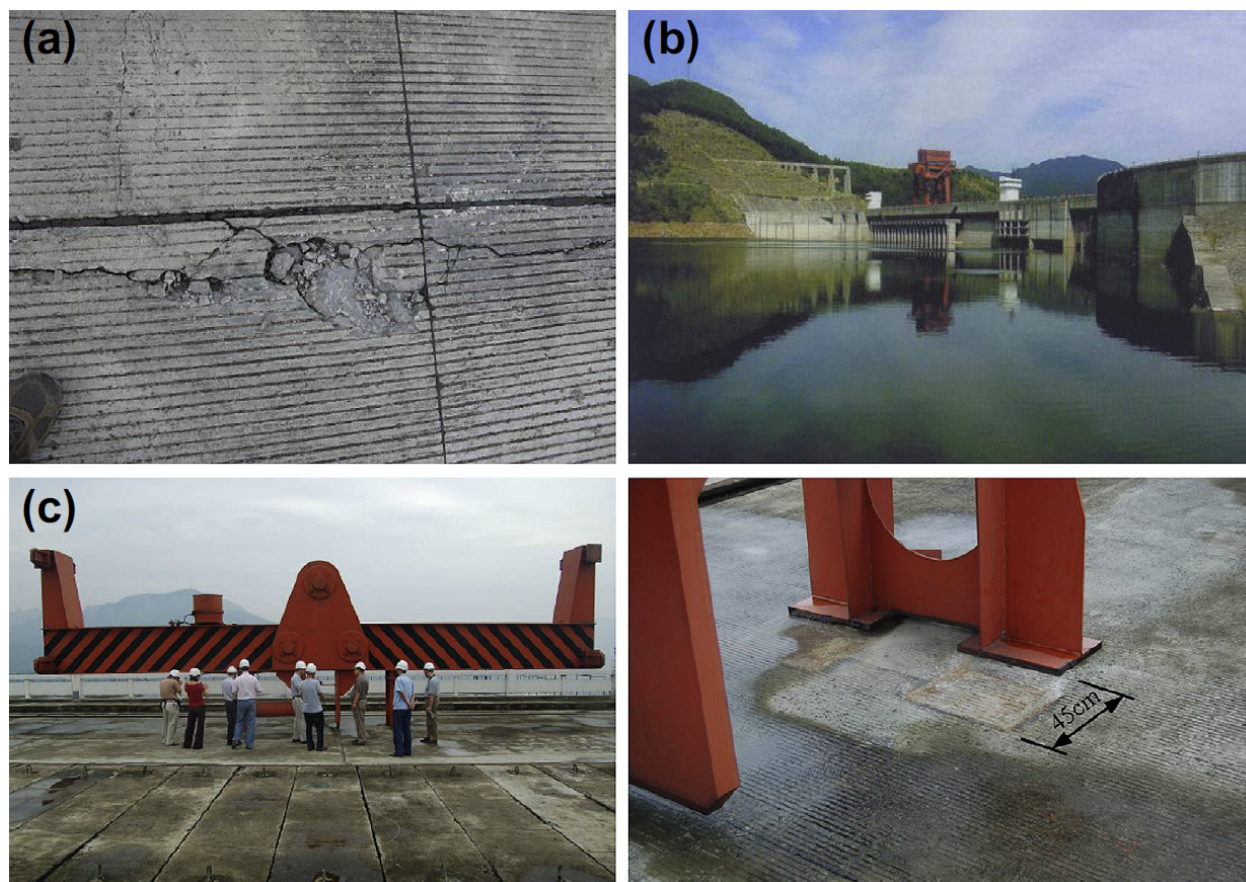


Figure 2.3 Dommages causés par le séisme de Wenchuan (Chine) au barrage-poids de Baozhushi : (a) ouverture de joint et fissurations; (b) vue générale de l'ouvrage; (c) mouvement de l'équipement de manutention de 45 cm (Zhang, 2011)

Les ponts : Ces structures donnent accès à l'ouvrage et peuvent aussi favoriser la circulation des équipements de manutention à la crête du barrage. Ils constituent parfois une liaison entre le barrage et les tours de prise d'eau. Leur destruction après un séisme pourrait entraîner le mauvais fonctionnement des équipements plus tôt présentés. Des dégâts mineurs ont été constatés sur des ponts d'accès à des tours de prise d'eau durant le séisme de Northridge en 1994 (MEDDE-DGPR, 2014).

Les tours de prise d'eau : Ces structures favorisent la collecte et l'acheminement de l'eau vers les turbines. Elles peuvent être installées loin du barrage ou structurellement liées à son parement amont (ICOLD, 2002). Parfois, des ouvrages sont construits à leur crête. Un bâtiment en béton situé sur la prise d'eau du barrage en enrochement avec masque amont en béton de Zipingpu en Chine a subi des fissures considérables lors du séisme de Wenchuan

en 2008 (ICOLD, 2012). L'état du bâtiment après le séisme est présentée sur la figure 2.4.



Figure 2.4 Endommagement d'un bâtiment en béton sur la tour de prise d'eau du barrage de Zipingpu pendant le séisme de Wechuan (Chine) de 2008 (ICOLD, 2012)

Les bâtiments de contrôle : Ces bâtiments abritent dans la plupart des cas des équipements électromécaniques servant à contrôler à distance les vannes. Ils peuvent également avoir d'autres fonctions diverses selon les besoins d'exploitation du barrage. Le barrage-poids de Kasho au Japon a subi un séisme de magnitude 6.7 en 2000 sans dommage. Par contre, le bâtiment de contrôle situé à sa crête a présenté des fissures après le séisme. L'accélération mesurée à 9 m de la base du barrage est passée de 0.54 g à 2.09 g à sa crête dans la direction amont-aval. L'endommagement du bâtiment de contrôle pourrait être justifié par cette amplification de l'accélération. Aussi, le bâtiment de la cage d'ascenseur situé à la crête du barrage-voûte de Shapai en Chine a été fortement endommagé lors du séisme de Wenchuan de 2008. Cependant, aucun dommage n'a été observé sur le corps du barrage (USSD, 2014).

La figure 2.5 présente le bâtiment de la cage d'ascenseur endommagé.



Figure 2.5 Endommagement du bâtiment de la cage d'ascenseur à la crête du barrage de Shapai pendant le séisme de Wechuan (Chine) de 2008, adaptée de (USSD, 2014)

En comparaison aux barrages qui les supportent, le comportement sismique des structures et équipements annexes est très peu documenté. Pourtant, leur vulnérabilité sous tremblement de terre peut s'avérer plus importante que celle du barrage. Il est recommandé (Wieland, 2016) que ces ouvrages soient conçus pour rester opérationnels pendant et après un tremblement de terre.

## 2.2 Types d'analyse sismique des barrages en béton

Quatre niveaux d'analyse numérique sont disponibles pour vérifier la stabilité des barrages en béton sous chargement sismique. Ces niveaux sont classés du niveau le moins complexe à celui le plus complexe (Ghrib et al., 1997). Les deux premiers niveaux, les niveaux I et II qui sont les analyses quasi statique et pseudo-dynamique sont amplement décrits dans (Renaud et al., 2015). Ces deux niveaux ne considèrent pas l'aspect temporel du chargement sismique. Ce projet de recherche s'intéresse à l'analyse dynamique temporelle. Les deux derniers niveaux qui sont les niveaux III et IV incluent l'aspect temporel. Ils sont présentés dans les paragraphes suivants.



Le niveau III qui correspond à une analyse dynamique linéaire est le premier niveau d'analyse qui considère l'aspect temporel. Ce niveau permet de modéliser le système barrage-réservoir-fondation par la méthode des éléments finis. Le chargement sismique temporel peut être appliqué dans une ou deux directions pour une analyse 2D et dans une, deux ou trois directions pour une analyse 3D. Un comportement linéaire du matériau est retenu pour ce niveau d'analyse. Il s'agit du niveau considéré pour toutes les analyses dans ce mémoire.

Le niveau IV qui est une analyse dynamique non linéaire permet d'introduire les non linéarités associées au comportement du matériau, à la fissuration et au contact à l'interface barrage-fondation et aux joints béton-béton. Ce dernier niveau est nécessaire dès lors que le niveau III ne permet pas de justifier de la stabilité du barrage. Les différentes possibilités d'application du chargement sismique du niveau III s'appliquent également à ce niveau. La considération de plusieurs non linéarités dans un même modèle pouvant conduire à des problèmes de convergence, il est conseillé qu'elles ne soient pas incluses simultanément dans une seule analyse. Lorsque le niveau IV ne permet pas de juger de la stabilité du barrage, des solutions de renforcement doivent être adoptées.

Les méthodes d'analyse dynamique pouvant être utilisées pour le niveau III sont les méthodes d'analyse dynamique par superposition modale et par intégration directe. Dans le cas d'analyse de niveau IV, seule la méthode d'analyse dynamique par intégration directe peut être adoptée. Les formulations mathématiques des deux méthodes d'analyses dynamique sont présentées dans les manuels de référence de dynamique des structures (Clough and Penzien, 1993; Chopra, 2007; Paultre, 2013). Leur utilisation dans le domaine temporel permet de connaître les réponses dynamiques du barrage et aussi de générer des spectres de plancher représentant les accélérations maximales subies par les structures et équipements annexes aux barrages. L'unicité de la réponse dynamique déterminée par ces deux méthodes d'analyse dynamique temporelle n'est pas toujours vérifiée compte tenu du choix de l'amortissement du matériau.

### 2.3 Amortissement modal et amortissement de Rayleigh

Le taux d'amortissement modal  $\zeta_n$  et l'amortissement de Rayleigh constituent les deux types d'amortissement utilisés respectivement par la méthode dynamique par superposition modale et la méthode dynamique par intégration directe dans le domaine temporel. Un amortissement modal  $\zeta_n$  constant, couramment de 5% pour les structures en béton analysées dans le domaine linéaire (ICOLD, 2002), est souvent pris pour tous les modes considérés dans

l'analyse dynamique par superposition modale. L'amortissement de Rayleigh est une représentation de la matrice d'amortissement visqueux  $C$  en fonction de la matrice de masse  $M$  et de rigidité  $K$  de la structure étudiée :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.1)$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont les coefficients de l'amortissement de Rayleigh. Pour un mode  $n$  de vibration de la structure étudiée, son amortissement modal  $\zeta_n$  exprimé en fonction des paramètres de Rayleigh est présentée dans l'équation (2.2).

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (2.2)$$

avec  $\omega_n$  la pulsation propre du mode  $n$ . En considérant deux modes  $i$  et  $j$  ayant respectivement des pulsations  $\omega_i$  et  $\omega_j$ , l'équation (2.2) peut être résolue pour déterminer les coefficients de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$ . Pour un amortissement constant  $\zeta$  pour les deux modes, ils sont ainsi définis :

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.3)$$

$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.4)$$

Une fois les paramètres de Rayleigh connus, il devient possible de déterminer l'amortissement visqueux de l'équation (2.1) et aussi de connaître la variation des ratios d'amortissement pour chaque mode de vibration à partir de l'équation (2.2). La figure 2.6 montre la variation de l'amortissement modal  $\zeta_n$  en fonction de la pulsation propre. Il est possible de constater que pour des pulsations inférieures à  $\omega_i$  et supérieures à  $\omega_j$  le ratio d'amortissement modal est supérieur à l'amortissement modal constant  $\zeta$ . Les modes se situant à ces pulsations sont donc sur-amortis en comparaison aux modes de référence  $i$  et  $j$ . Aussi, entre les fréquences des modes de référence, le ratio d'amortissement est inférieur à l'amortissement modal constant. S'il se trouve que les modes situés à l'intérieur ou à l'extérieur des fréquences des modes de référence ont une contribution significative à la réponse dynamique de la structure étudiée, cela peut conduire à des résultats inexacts.

Dans la littérature, il n'y a pas de consensus quant au choix des pulsations  $\omega_i$  et  $\omega_j$ . Des analyses dynamiques de barrages 2D et 3D de niveaux III et/ou IV (Azmi and Paultre, 2002; Ftima and Léger, 2006) ont été réalisées en considérant des couples de modes différents, soit les modes 1 et 2 et les modes 1 et 5 pour les deux références citées. Qu'en est-il de l'impact

de ces choix sur la réponses dynamiques des barrages et de leurs structures et équipements annexes? Chopra (Chopra, 2007) indique que les modes choisis doivent permettre de définir un ratio d'amortissement raisonnable pour les autres modes qui ont une contribution significative à la réponse.

Il est courant de trouver dans la pratique (USSD, 2017) des choix de l'amortissement visqueux,  $C$ , proportionnel juste à la masse  $C = \alpha M$ , avec  $\zeta_n = \frac{\alpha}{2\omega_n}$ , ou à la rigidité  $C = \beta K$ , avec  $\zeta_n = \frac{\beta\omega_n}{2}$ . Dans ces cas, le mode fondamental de la structure est souvent choisi pour déterminer le paramètre  $\alpha$  ou le paramètre  $\beta$  de l'amortissement. Dans le cas où l'amortissement est proportionnel à la rigidité, il peut être physiquement interprété comme dû à la dissipation d'énergie suite à la déformation de la structure soumise à une sollicitation sismique. Cependant, il est beaucoup plus difficile de donner un sens physique au cas où il est proportionnel à la masse (Chopra, 2007). Cet amortissement est sensé se produire lors d'un mouvement de corps rigide. Hall (2006) indique qu'il ne peut pas exister dans une structure réelle, mais reste néanmoins utilisé pour contrôler le ratio d'amortissement modal  $\zeta_n$ . Les variations de l'amortissement modal selon que l'amortissement visqueux est proportionnel juste à la masse ou à la rigidité sont présentées à la figure 2.6. Ces deux dernières courbes montrent que l'amortissement proportionnel seulement à la masse amortit davantage les modes de basses fréquences tandis que celui proportionnel à la rigidité amortit plus les modes de hautes fréquences.

Les différentes possibilités de calcul de l'amortissement de Rayleigh seront étudiées dans ce mémoire en vue d'estimer leurs impacts sur les réponses dynamiques des structures et équipements annexes aux barrages en béton.

## 2.4 Modélisation sismique par éléments finis de l'interaction barrage-réservoir

La modélisation numérique sous séisme des systèmes barrages-réservoirs peut inclure plusieurs phénomènes en fonction du degré de précision visé par l'analyste. Ces phénomènes sont essentiellement les interactions barrage-réservoir, barrage-fondation et réservoir-fondation. De nombreuses méthodes simplifiées et raffinées sont dorénavant disponibles pour simuler de façon plus ou moins complexe le comportement sismique des systèmes barrages-réservoirs.

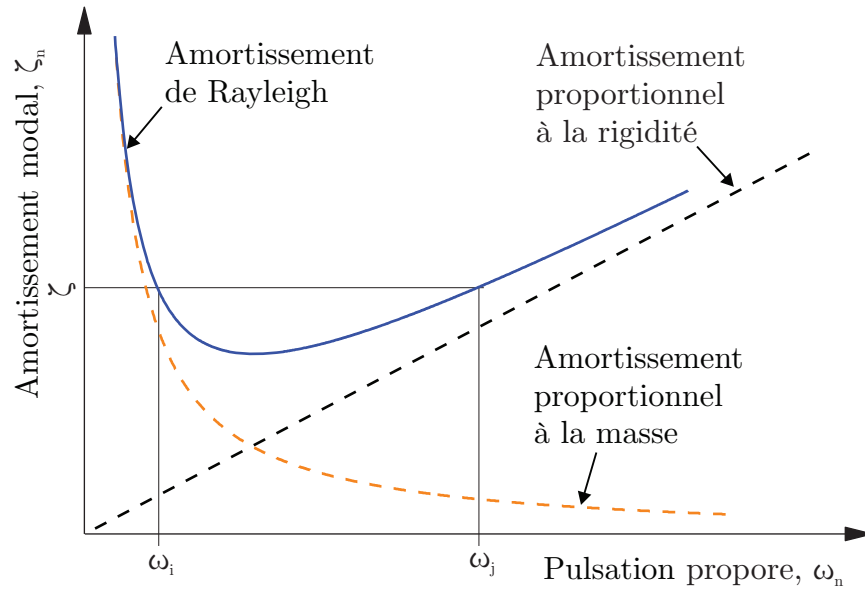


Figure 2.6 Variation du ratio d'amortissement modal en fonction de la pulsation propre, adaptée de (Chopra, 2007)

### 2.4.1 Modélisation simplifiée

Les premières modélisations de l'interaction barrage-réservoir aux éléments finis étaient essentiellement basées sur deux méthodes simplifiées (Mills-Bria, 2006). Il s'agit des masses ajoutées de Westergaard et de Zangar (Westergaard, 1933; Zangar, 1952).

#### Masse ajoutée de Westergaard

Lors d'un tremblement de terre, les mouvements du barrage vers l'amont sont freinés par la force d'inertie du réservoir qui occasionne de surcroît une surpression hydrodynamique sur sa face amont. Cette surpression hydrodynamique est décrite par Westergaard (Westergaard, 1933) comme le produit de l'accélération horizontale et d'une masse ajoutée agissant sur la face amont du barrage. Le barrage est considéré rigide et le parement amont vertical. L'accélération sismique horizontale se produit seulement dans la direction amont-aval. Selon ces hypothèses, Westergaard développa une relation parabolique de la masse en fonction de la profondeur du réservoir. Cette masse  $m_{wi}$  appliquée à un nœud  $i$  d'un modèle d'éléments finis d'ordre 1 se détermine comme suit :

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \rho_r S_i \sqrt{H_r (H_r - y_i)} \quad (2.5)$$

Avec  $\rho_r$  la masse volumique de l'eau,  $S_i$  la surface tributaire transversale associée au nœud  $i$ ,  $H_r$  la hauteur totale du réservoir et  $y_i$  la cote du nœud  $i$  à partir de la base du barrage. Il est à noter que la masse de l'équation (2.5) est valable pour un réservoir incompressible.

### Masse Ajoutée de Zangar

L'approche de masse ajoutée par Zangar repose sur un modèle inspiré de l'électricité. Par ce modèle et en considérant le réservoir incompressible, il décrit expérimentalement (Zangar, 1952) la surpression hydrodynamique sous chargement sismique horizontale sur le parement amont du barrage qui peut présenter différents fruits. Zangar proposa à la suite de son expérience une relation permettant de caractériser cette surpression par une masse ajoutée  $m_{zi}$ . Celle-ci calculée pour un nœud d'un modèle d'éléments finis d'ordre 1 se présente comme suit :

$$m_{zi} = C\rho_r H_r S_i \quad (2.6)$$

où  $C$  est un coefficient dépendant du fruit de la face amont du barrage et de la profondeur du réservoir. Il est important de retenir que les équations (2.5) et (2.6) sont valables pour des éléments finis d'ordre 1. Une formulation consistante de la masse ajoutée est nécessaire dans le cas d'un modèle constitué d'éléments finis d'ordre supérieur.

Comparativement à la méthode de Westergaard, celle de Zangar permet de considérer un parement amont présentant différents fruits. Les deux méthodes sont utilisées dans la pratique (USSD, 2017). La méthode simplifiée de Westergaard reste celle la plus utilisée. Les barrages-poids étudiés dans ce projet de recherche présentant des parements verticaux, la méthode de Westergaard est retenue.

#### 2.4.2 Modélisation raffinée

Il existe dans la littérature différentes méthodes numériques pour construire un modèle raffiné de l'interaction barrage-réservoir (Miquel, 2012). Parmi les méthodes numériques les plus courantes, il y a la méthode des éléments finis (Noble, 2007) et la méthode des éléments de frontières (Aubry and Crepel, 1986). Cette dernière méthode basée sur des équations intégrales est adaptée à la modélisation des domaines infinis (le réservoir et la fondation). En effet, pour une modélisation 2D ou 3D, seules les lignes ou les surfaces aux frontières du domaine infini sont maillées. Cette méthode favorise donc la réduction de la taille des modèles étudiés. Cependant, elle peut parfois être longue en termes de temps de calcul compte tenu du nombre d'équations à résoudre. Pour bénéficier des avantages qu'elle présente, elle est parfois couplée à un modèle éléments finis. Malgré ses avantages, la méthode des éléments de



frontières reste peu disponible dans les logiciels d'études numériques. Sa version couplée avec la méthode des éléments finis est disponible dans le Code Aster (EDF, 2017). Pour ce projet de recherche, la méthode des éléments finis développée dans le logiciel ADINA (ADINA, 2016) est celle utilisée pour la modélisation du système barrage-réservoir.

## **Méthode des éléments finis**

Plusieurs travaux ont été déjà consacrés à la formulation d'éléments finis fluides et solides (Bouaanani and Lu, 2009). Deux approches issues de ces travaux sont brièvement présentées dans cette section.

La première, l'approche lagrangienne, est une extension de la formulation en déplacement des éléments finis pour des domaines solides. Les déplacements nodaux sont donc les degrés de liberté dans les domaines fluide et solide. Les éléments finis de ces deux domaines présentent les mêmes fonctions de forme. Aussi, les éléments fluides sont considérés non visqueux et présentent un module d'élasticité volumétrique égal au module de compressibilité du fluide. Les déplacements aux nœuds communs aux éléments fluides et aux éléments solides sont pris identiques. La compatibilité à l'interface fluide-structure est donc assurée. Cela élimine le besoin d'utiliser des éléments d'interface à l'interface fluide-structure.

La seconde approche, l'approche eulerienne qui est aussi appelée formulation basée sur le potentiel ou la pression, affecte aux nœuds des éléments fluides et solides une seule variable scalaire qui peut être une pression, un potentiel de déplacement ou un potentiel de vitesse. Cela a pour conséquence la réduction considérable du nombre de degrés de liberté comparativement à la première approche. Cette approche nécessite néanmoins la définition d'éléments d'interface pour assurer la compatibilité et l'équilibre aux interfaces fluide-structure.

L'approche eulerienne comme tenu des gains de temps et d'espace mémoire qu'elle peut offrir est plutôt adaptée aux modélisation de grandes tailles de systèmes barrages-réservoirs. Une dérivation de l'approche eulerienne par Everstine (Everstine, 1981) utilisant comme variables le potentiel de vitesse dans le fluide et le déplacement dans le solide est programmée dans le logiciel éléments finis ADINA (ADINA, 2016). Une brève présentation de cette approche est faite au paragraphe suivant.

La formulation de l'approche eulerienne programmée dans ADINA est nommée formulation

$\Phi - U$  avec  $\Phi$ , le potentiel de vitesse dans le fluide et  $U$  le déplacement dans la structure. Le fluide est supposé compressible ou incompressible et son mouvement est irrotationnel avec des petits déplacements. Selon ces suppositions, le potentiel de vitesse satisfait à l'équation d'onde suivante :

$$\nabla^2 \Phi = \frac{1}{C_r^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} \quad (2.7)$$

avec  $C_r$ , la vitesse des ondes de compression dans l'eau. En utilisant la technique de discrétisation de Galerkin (Zienkiewicz and Newton, 1969; Everstine, 1981; Morand and Ohayon, 1995), une forme simplifiée de l'équation (2.7) pour le système barrage-réservoir se présente sous forme matricielle comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{dd} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -M_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{dd} & C_{rd}^T \\ C_{rd} & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U} \\ \dot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{dd} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -K_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U \\ \Phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_{dd} \mathbf{1} \ddot{u}_g \\ -C_{rd} \mathbf{1} \dot{u}_g \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

où  $U$  et  $\Phi$  sont respectivement le vecteur contenant les déplacements relatifs et le vecteur contenant les potentiels de vitesse. Les matrices  $M_{dd}$  et  $K_{dd}$  sont respectivement les matrices de masse et de rigidité du barrage et  $M_{rr}$  et  $K_{rr}$  celles du réservoir. La matrice  $C_{dd}$  est la matrice d'amortissement du barrage représentée par un amortissement de Rayleigh équivalent à un amortissement modal ou hystérétique. Celle du réservoir  $C_{rr}$  est la matrice d'amortissement qui tient compte de la dissipation d'énergie à la base du réservoir due à la sédimentation et/ou la frontière amont suffisamment éloignée de ce dernier. La matrice  $C_{rd}$  est la matrice qui tient compte de l'interaction barrage-réservoir à l'interface fluide-structure. Les vitesses et accélérations au sol sont représentées respectivement par  $\dot{u}_g$  et  $\ddot{u}_g$ . Le vecteur colonne  $\mathbf{1}$  contient des valeurs unitaires quand un degré de liberté de translation correspond à la direction de sollicitation sismique et des valeurs nulles dans le cas contraire. Il a la même dimension que le vecteur des déplacements relatifs  $U$ . Le schéma d'intégration de Newmark (Bathe and Wilson, 1976) qui est une méthode de résolution numérique usuelle des équations de la dynamique peut être utilisée pour résoudre l'équation (2.8) afin de connaître les réponses dynamiques telles que les déplacements, les vitesses et les accélérations relatives. Les accélérations relatives additionnées aux accélérations d'entrée seront utilisées dans la suite de ce mémoire pour la détermination des spectres de plancher. Il est supposé dans l'équation (2.8) que le barrage a un comportement linéaire.

## 2.5 Modélisation sismique des systèmes secondaires

Les structures et équipements annexes aux barrages en béton sont essentiels au maintien de l'exploitation de ces derniers. Il est donc important de s'assurer que ces ouvrages annexes

gardent leur intégrité structurale et restent opérationnels pendant et après un séisme. Afin d'étudier leur comportement sismique et d'assurer leur stabilité deux méthodes d'analyse sont disponibles dans la pratique (Chen and Soong, 1988). Ces méthodes ont d'abord été développées pour les structures de l'industrie nucléaire, mais se sont généralisées plus tard aux autres ouvrages du génie civil. Afin de faciliter la compréhension de la présentation de ces deux méthodes, le barrage avec ou sans le réservoir est nommé structure primaire et ses structures et équipements annexes sont nommés structure secondaire.

### 2.5.1 Méthode couplant le barrage-réservoir et les ouvrages annexes

Cette méthode consiste à construire un modèle couplé des structures primaire et secondaire. Elle permet de simuler par une analyse dynamique temporelle par superposition modale ou par intégration directe les interactions qui se produisent entre les deux structures lors d'un séisme. Cependant, la modélisation couplée peut s'avérer complexe en termes de mise en œuvre compte tenu du nombre de degrés de liberté qui peut être important selon la taille des deux structures. Aussi, des écarts considérables entre les masses, les rigidités et les amortissements des deux structures peuvent être des sources de problèmes numériques (Villaverde, 1997). En outre, suivant les fixations de la structure primaire sur la structure secondaire, il peut devenir difficile de représenter les conditions aux limites entre les deux structures. Certaines fixations de type boulons peuvent requérir la prise en compte des non linéarités. Par ailleurs, les effets de résonances sont à considérer car les deux structures peuvent avoir des fréquences de vibration très proches ou coïncidentes.

### 2.5.2 Méthode du spectre de plancher

La méthode du spectre de plancher est une méthode moins complexe que la précédente. Il s'agit d'une méthode éprouvée aussi bien dans la recherche (Singh, 1975, 1980; Singh and Sharma, 1985; Asfura and Der Kiureghian, 1986; Chen and Soong, 1988) que dans la pratique. Elle permet de connaître les sollicitations maximales, en occurrence les accélérations maximales, auxquelles seront soumis les structures et équipements annexes aux barrages en béton. Deux approches sont disponibles dans la littérature.

La première approche consiste à réaliser une analyse dynamique temporelle de la structure primaire seule, c'est-à-dire du barrage seul ou du barrage et de son réservoir. Cette analyse dynamique temporelle de niveau III ou IV nécessite comme excitation sismique, dans le cas d'une sollicitation bidirectionnelle en 2D, les composantes horizontale  $\ddot{u}_g$  et verticale  $\ddot{v}_g$  d'un séisme appliqué simultanément à la base de la structure primaire. En considérant par exemple

un point P de la structure primaire (le barrage) comme point de fixation de la structure secondaire, les accélérations, relatives à la base de la structure primaire, horizontale  $\ddot{u}_P$  et verticale  $\ddot{v}_P$  au point P sont déterminées. Ces accélérations additionnées respectivement aux excitations sismiques à la base de la structure primaire vont constituer les excitations sismiques de la structure secondaire appliquées de façon indépendante. Il devient alors possible de déterminer les accélérations maximales en valeur absolue au sein de la structure secondaire pour chaque excitation sismique. Pour cela, il est nécessaire de connaître les fréquences propres de vibration et l'amortissement de la structure secondaire. La technique utilisée consiste à représenter la structure secondaire par plusieurs systèmes à un degré de liberté. Chaque système présente une masse  $m_s$ , une rigidité  $k_s$  et un amortissement  $c_s$ . Il est ensuite soumis séparément aux deux excitations sismiques avec ses équations de la dynamique se présentant comme suit :

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s (\ddot{u}_P + \ddot{u}_g) \quad (2.9)$$

$$m_s \ddot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s (\ddot{v}_P + \ddot{v}_g) \quad (2.10)$$

où  $u_s$ ,  $\dot{u}_s$  et  $\ddot{u}_s$  représentent respectivement le déplacement, la vitesse et l'accélération relatifs horizontaux et  $v_s$ ,  $\dot{v}_s$  et  $\ddot{v}_s$  sont respectivement le déplacement, la vitesse et l'accélération relatifs verticaux, tous du système à un degré de liberté. La résolution numérique des équations (2.9) et (2.10) permet d'obtenir les sollicitations sismiques de la structure secondaire et donc les accélérations maximales horizontale  $|\ddot{u}_s + \ddot{u}_P + \ddot{u}_g|$  et verticale  $|\ddot{v}_s + \ddot{v}_P + \ddot{v}_g|$  pour une fréquence de vibration  $f_s = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$  et pour un amortissement  $c_s$  ou un ratio d'amortissement équivalent  $\xi_s = \frac{c_s}{4\pi f_s}$ . Les accélérations maximales de tous les systèmes à un degré de liberté sont ainsi calculées. La représentation graphique de ces accélérations maximales en fonction des fréquences de vibration et pour un ratio d'amortissement  $\xi_s$  est appelée spectre de plancher d'accélérations au point P. Il est important de noter que les fréquences de vibration des systèmes à un degré de liberté sont sensées représenter les fréquences propres de la structure secondaire. Aussi, un ratio d'amortissement constant  $\xi_s$  correspondant à l'amortissement de la structure secondaire est retenu pour tous les systèmes à un degré de liberté. La figure 2.7 présente un schéma synthétique du calcul du spectre de plancher pour un système barrage-réservoir soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale d'un séisme. La structure secondaire (structure annexe) est positionnée à un point P situé au centre de la crête du barrage. Lorsque le système primaire est excité juste par la composante horizontale d'un séisme, un raisonnement identique à celui présenté ci-dessus est adopté pour construire les spectres de plancher d'accélérations horizontale et verticale. Seulement, dans ce cas le terme de l'excitation verticale  $\ddot{v}_g$  à la base de la structure primaire dans l'équation (2.10) est

nul.

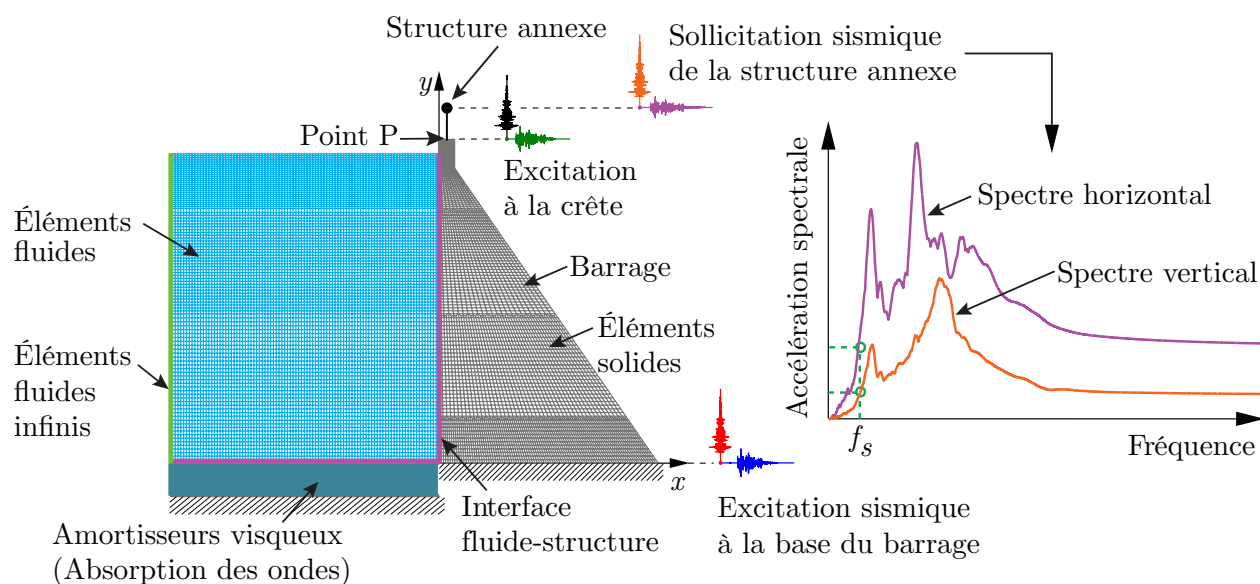


Figure 2.7 Illustration du calcul des spectres de plancher horizontal et vertical à un point P d'un barrage-poids : Modèle couplé barrage-réservoir en éléments finis soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale d'un séisme

La seconde approche, appelée approche directe (Singh, 1985), repose directement sur le spectre de réponse de l'accélération au sol. Elle est reconnue comme étant un outil plus pratique dans le monde professionnel (ATC and SEAOC, 1978; Housner, 1970; USNRC et al., 1976). En effet, comme il sera présenté dans les sections suivantes, l'aléa sismique est défini dans les normes parasismique (ASCE, 2010; NRCC, 2015) par un spectre de réponse de dimensionnement. Pour un ingénieur voulant effectuer des analyses dynamiques temporelles de niveau III ou IV et ne disposant pas d'accélérographes enregistrés sur le site de l'ouvrage à l'étude, ce dernier doit choisir des accélérographes naturels ou artificiels venant d'une base de données comme celle du "Pacific Earthquake Engineering Research Center" (PEER) (PEER, 2017). Ensuite, il doit les étalonner ou les ajuster (ces termes sont développés plus loin dans ce mémoire) de tel sorte que leur spectre de réponse se superpose ou s'approche le mieux possible du spectre réglementaire du site. Cette opération demande de disposer des outils nécessaires et aussi de maîtriser les techniques d'étalonnage ou d'ajustement. De plus, selon que l'analyse dynamique temporelle est réalisée par une méthode de superposition modale ou par une méthode d'intégration directe, il peut y avoir des différences sur les réponses sismiques (déplacements, vitesses, accélérations, forces...) en fonction de la méthode choisie.

Afin de s'affranchir de ces différentes étapes qui peuvent être laborieuses et sources d'erreur (Singh, 1985), la recherche s'est tournée dans les années 70 vers l'utilisation directe du spectre de réponse pour déterminer le spectre de plancher. Plusieurs travaux de recherche ont été menés dans ce sens (Biggs and Roesset, 1970; Briggs, 1971; Kapur and Shao, 1973; Scanlan and Sachs, 1975; Peters et al., 1977; Der Kiureghian et al., 1983) principalement dans l'industrie nucléaire. Singh (Singh, 1985) indique que la plupart de ces travaux ne tiennent pas compte des modes supérieurs qui sont généralement supposés avoir une influence infime sur la réponse dynamique de la structure étudiée. Cependant, il ajoute que pour des structures rigides, ces modes supérieurs peuvent avoir un impact conséquent sur leurs réponses dynamiques. Un spectre de plancher généré en utilisant les méthodes issues de ces travaux de recherche peut donc contenir des erreurs importantes. Singh proposa par la suite une nouvelle méthode permettant d'inclure les effets des modes supérieurs (Chen and Soong, 1988).

Le logiciel éléments finis (ADINA, 2016) qui a servi aux simulations numériques de ce projet de recherche intègre la méthode proposée par Peters (Peters et al., 1977). Cette méthode présente deux étapes de calcul. La première étape porte sur une analyse spectrale de la structure primaire. L'accélération au point d'intérêt où le spectre de plancher doit être calculé est ensuite déterminée par les techniques de combinaison modale usuelles telles que "Square Root of Sum of Squares" (SRSS) et "Complete Quadratic Combination" (CQC). La seconde étape concerne la détermination du spectre de plancher au point d'intérêt en considérant un système à un degré de liberté.

La seconde approche utilisant l'analyse spectrale, dans le cas d'un modèle constitué du système barrage-réservoir, un amortissement modal équivalent est à définir pour le système couplé. L'amortissement modal étant un ratio de l'amortissement visqueux critique, pour un fluide non visqueux, la définition de l'amortissement équivalent peut devenir problématique. Afin d'atteindre les objectifs de ce projet de recherche présentés plus tôt, la première approche est retenue. Cette approche a déjà été utilisée dans des analyses dynamiques de barrages en béton (Lilhanand and Tseng, 1988; Wieland and Malla, 2000; Bouaanani and Renaud, 2014).

### **Considérations liées au spectre de plancher**

Lorsqu'une analyse dynamique temporelle bidimensionnelle ou tridimensionnelle est réalisée en considérant séparément chaque composante du séisme et sur une structure asymétrique, le comportement sismique des structures et équipement annexes suivant une direction donnée peut être significativement affecté par chacune des composantes du séisme. La commission de

réglementation nucléaire américaine (USNRC) (USNRC, 1976) indique qu'il est nécessaire dans ce cas de générer pour chaque composante du séisme, les spectres de plancher dans les deux ou trois directions du mouvement de la structure secondaire. Ensuite, le spectre de plancher engendré dans une direction donnée par les deux ou les trois composantes du séisme est obtenu en effectuant une combinaison SRSS des spectres de plancher dans la même direction calculés par composante du séisme. Quand il s'agit d'une structure symétrique, les spectres de plancher significatifs sont ceux déterminés suivant les directions de sollicitation de la structure primaire par chaque composante du séisme prise séparément.

Selon la même commission, dans le cas où la structure primaire est soumise simultanément aux deux ou trois composantes du séisme, les deux ou trois spectres de plancher qui en résultent sont retenus comme spectre de dimensionnement. Les spectres de plancher présentés dans ce projet de recherche, lorsque la sollicitation est bidirectionnelle, sont déterminés en sollicitant simultanément la structure primaire par les deux composantes du séisme.

Chen et Soong dans leur article (Chen and Soong, 1988) ont mentionné que lorsque la structure primaire présente plusieurs points de fixation à la structure secondaire, un spectre de plancher enveloppe des spectres de plancher des différents points de fixation peut être retenu. Ce spectre de plancher permettra d'avoir une réponse dynamique conservatrice de la structure secondaire.

USNRC précise également que les fréquences propres de vibration de la structure secondaire utilisées pour le calcul des accélérations spectrales doivent être suffisamment proches pour une meilleure estimation du spectre de plancher.

Afin de tenir compte des incertitudes se rapportant à la modélisation de la structure primaire et aussi de la variabilité des propriétés du matériau, L'USNRC et l'autorité de sûreté nucléaire française (ASN) (USNRC, 1976; Gupta and Lacoste, 2006) demandent de lisser les spectres de plancher et d'effectuer un élargissement minimum en fréquence de 15% de part et d'autre des pics. Ces modifications visent à fournir un spectre de dimensionnement. La figure 2.8 présente un spectre de plancher lissé et élargi. Un spectre de dimensionnement ne sera pas proposé pour ce projet de recherche.

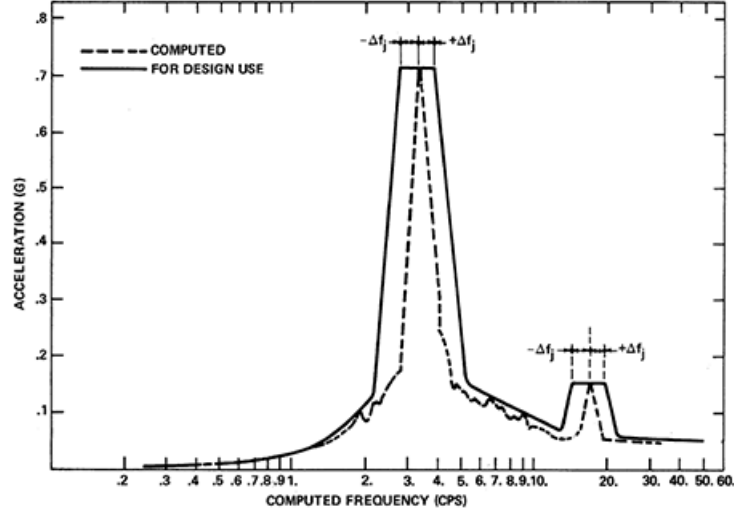


Figure 2.8 Spectre de plancher lissé et élargi aux pics, (USNRC, 1976)

### 2.5.3 Critères de choix de la méthode d'analyse

La méthode couplant la structure primaire (le barrage seul ou le barrage-réservoir) avec la structure secondaire (les structures et équipements annexes du barrage) de même que celle du spectre de plancher sont actuellement utilisées dans la pratique (USNRC et al., 1975; Asfura and Der Kiureghian, 1986) pour étudier le comportement sismique des structures et équipements annexes. Le choix d'une méthode ou de l'autre est lié à l'importance de l'interaction qui peut se produire entre la structure primaire et la structure secondaire. Afin de décider de la méthode à utiliser, deux critères indicatifs de choix sont proposés dans l'industrie nucléaire américaine et française (USNRC et al., 1975; Gupta and Lacoste, 2006). Ces deux critères sont assez similaires et sont présentés respectivement dans les deux paragraphes suivants.

Soient les ratios  $\mu$  et  $\eta$  respectivement des masses et des fréquences de vibration des structures primaire et secondaire définis comme suit :

$$\mu = m_s / m_p \quad (2.11)$$

$$\eta = \omega_s / \omega_p \quad (2.12)$$

avec  $m_s$  et  $\omega_s$  la masse et la pulsation propre fondamentale de la structure secondaire et  $m_p$  et  $\omega_p$  la masse modale totale des modes significatifs et la pulsation propre la plus importante de la structure primaire. Lorsque  $\mu$  augmente et  $\eta$  tend vers l'unité, une forte interaction entre les structures primaire et secondaire est susceptible de se produire. Ainsi, selon les valeurs de



$\mu$  et  $\eta$ , il devient possible de déterminer des zones de validité d'une part, d'un modèle couplant la structure primaire et la structure secondaire et d'autre part, d'un modèle se reposant sur la méthode du spectre de plancher. La figure 2.9 présente ces zones déterminées à partir d'une analyse d'un système à deux degrés de liberté avec le premier degré de liberté correspondant à la structure primaire et le second associé à la structure secondaire. Comme il est possible de constater sur la figure 2.9 le couplage entre la structure primaire et la structure secondaire n'est pas requis quand le ratio  $\mu \leq 10\%$ . Le ratio  $R$  sur la figure est défini comme suit :

$$R = |\omega_c - \omega_p| / \omega_p \quad (2.13)$$

avec  $\omega_c$  la pulsation propre du modèle couplant les structures primaire et secondaire.

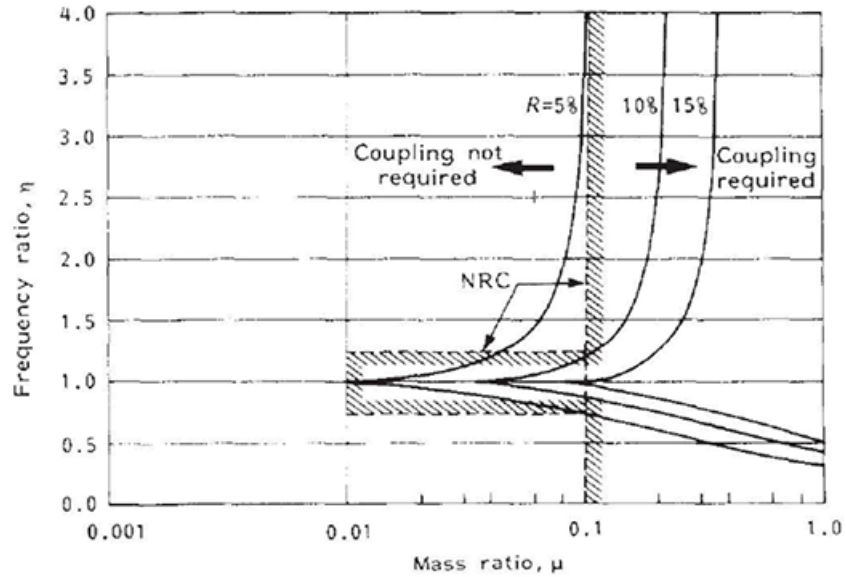


Figure 2.9 Zones de couplage et de non couplage des structures primaire et secondaire, (Chen and Soong, 1988)

L'autorité de sûreté nucléaire française (Gupta and Lacoste, 2006) indique que le couplage entre la structure primaire et la structure secondaire n'est pas nécessaire lorsqu'un des critères suivant est respecté :

- $R_m < 1\%$ ,
- $R_m < 10\%$  et  $R_f > 125\%$ ,
- $R_m < 10\%$  et  $R_f < 80\%$ ,

avec  $R_m$  étant le ratio entre la masse de la structure secondaire et celle de la structure primaire et  $R_f$  le ratio entre la fréquence fondamentale de la structure secondaire et une des fréquences principales de la structure primaire.

Des travaux de recherche ont été menés afin d'estimer l'erreur commise si le couplage entre les structures primaire et secondaire n'était pas pris en compte dans un cas où il serait indispensable (Pickel, 1972; Gupta and Tembulkar, 1984). Ces travaux ont abouti à la conclusion que lorsque le ratio  $\mu$  augmente et le ratio  $\eta$  tend vers l'unité, l'erreur peut être supérieure à 100%. Cette conclusion a été confirmée par Chen et Song (Chen and Soong, 1988) qui ont étudié un système constitué d'une structure primaire à un degré de liberté supportant une structure secondaire représentée également par un degré de liberté. Les spectres de réponses résultant d'analyses de la structure primaire seule et des deux structures couplées sont montrés sur la figure 2.10.

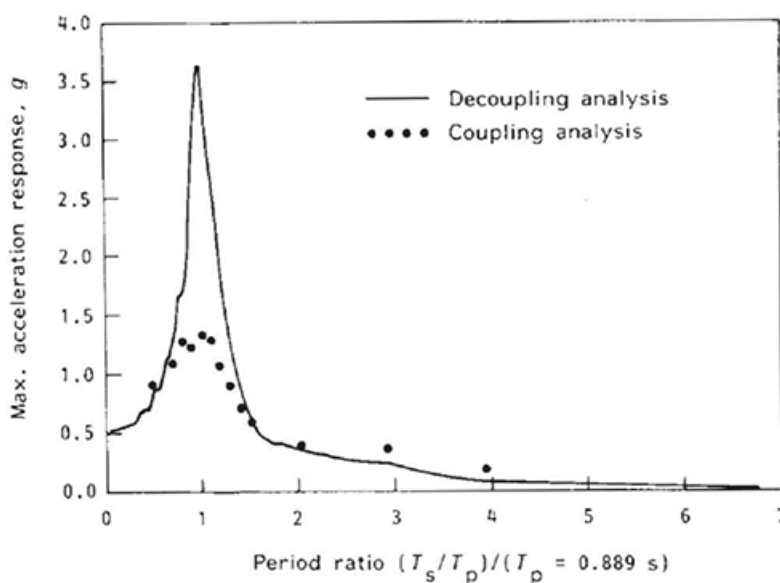


Figure 2.10 Spectres de plancher : Analyses couplée et non couplée des structures primaire et secondaire, (Chen and Soong, 1988)

## 2.6 Amplification sismique : Effets de la composante verticale des séismes

Des enregistrements sur site, des essais en laboratoire et des analyses numériques ont démontré l'amplification sismique de l'accélération au sol suivant la hauteur des barrages en béton.

En 1988, des enregistrements sismiques pendant le séisme de Saguenay sur trois sites de barrages au Québec ont donné des accélérations à la crête amplifiées de 7 à 15 fois par rapport à l'accélération au sol (Rainer and Dascal, 1991). Aussi, des essais réalisés sur une table vibrante (Donlon and Hall, 1991; Lin et al., 1993; Tinawi et al., 2000) ont permis de démontrer l'amplification sismique de l'accélération au sol au sein des barrages-poids. Une modélisation numérique 3D incluant un réservoir incompressible réalisée par Wieland et Malla (Wieland and Malla, 2000) afin d'étudier une portion fissurée de la galerie supérieure d'un barrage voûte a permis de déterminer des facteurs d'amplification par rapport à l'accélération maximale au sol de 3.8 à la galerie et de 8 à la crête du barrage. Afin d'étudier la portion fissurée, Wieland et Malla se sont également basés sur le spectre de plancher calculé à la position de la galerie pour générer des accélérographes qui lui sont compatibles. L'amplification dynamique pouvant être importante dans les sections supérieures des barrages-poids, la fissuration et le glissement sont susceptibles d'apparaître dans ces zones. Ben Ftima et Léger (Ftima and Léger, 2006) ont investigué l'utilisation des spectres de plancher d'un barrage-poids pour générer des accélérographes compatibles afin d'étudier le glissement d'un bloc rigide suivant la hauteur du barrage. Ils ont modélisé l'interaction barrage-réservoir en utilisant les masses ajoutées de Westergaard.

À l'exception des enregistrements réalisés sur site et des essais en laboratoire, la plupart des études numériques ou analytiques (Bouaanani and Renaud, 2014) qui se sont intéressées à l'amplification de l'accélération au sol dans les barrages et dans leurs structures annexes considèrent uniquement la composante horizontale du séisme. Très peu d'études se sont penchées sur l'impact de la composante verticale des séismes sur l'amplification dynamique dans les barrages en béton et aussi dans leurs structures et équipements annexes.

Lee et Fenves (Lee and Fenves, 1998) ont développé un modèle constitutif d'endommagement plastique pour un chargement cyclique du béton en vue d'étudier le comportement sismique des barrages en béton. Le modèle a été utilisé pour évaluer le comportement sismique du barrage-poids de Koyna soumis aux deux composantes du séisme de Koyna de 1967. L'interaction barrage-réservoir est prise en compte par des masses ajoutées. Par contre, l'interaction barrage-fondation a été négligée. Une première analyse linéaire du barrage soumis aux deux composantes du séisme a donné un déplacement maximal à la crête d'environ 10% plus grand que celui obtenu avec la composante horizontale seule. De plus, les analyses non linéaires basées sur le modèle d'endommagement ont montré que la composante verticale avait un effet prépondérant sur les déplacements à la crête principalement après les premières apparitions, autour de 4s, des fissures dans le béton. La figure 2.11 illustre ce résultat.

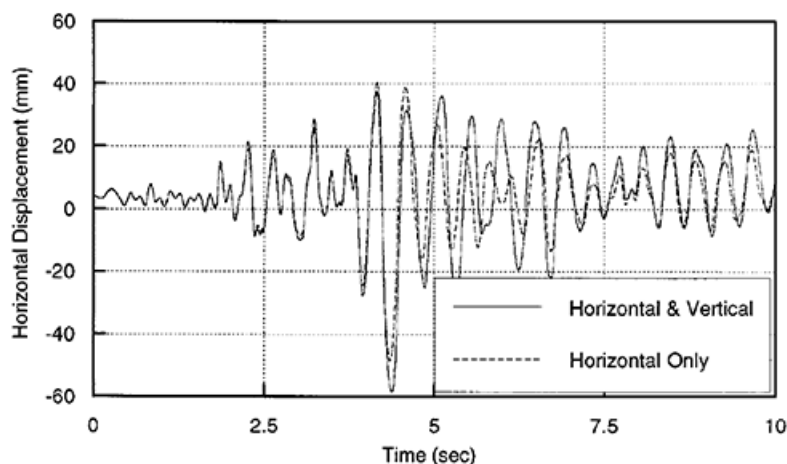


Figure 2.11 Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale du séisme de Koyna de 1967 sur les déplacements horizontaux à la crête du barrage-poids de Koyna, (Lee and Fenves, 1998)

Wang et al. (Wang et al., 2015, 2016) ont développé une nouvelle approche permettant d'étudier l'impact simultané des phases fortes des composantes horizontales et verticales d'un séisme. Ils ont appliqué leur nouvelle approche à l'étude linéaire et non linéaire sur le même barrage que les auteurs précédents en considérant les interactions barrage-réservoir-fondation. L'influence de la composante verticale appliquée simultanément avec la composante horizontale du séisme a également été observée. Un total de 20 séismes contenant chacun des composantes horizontale et verticale ont été choisis. Ces séismes ont été ajustés à un spectre de référence. Pour les analyses non linéaires basées sur un modèle d'endommagement plastique du béton, il est ressorti des résultats que la composante verticale ne contribue pas toujours à l'augmentation des réponses sismiques. Les valeurs absolues maximales des déplacements horizontaux à la crête du barrage pour les 20 séismes sont représentées sur la figure 2.12. Ces valeurs indiquent que selon le séisme, la composante verticale augmente ou diminue les valeurs absolues maximales des déplacements. Sur la figure 2.12, les traits continus et discontinus représentent les valeurs maximales des déplacements horizontaux moyens du barrage soumis respectivement à la composante horizontale et aux composantes horizontales et verticales des 20 séismes sélectionnés. La sollicitation simultanée du barrage par les deux composantes des séismes donne un déplacement moyen plus important comparativement au déplacement moyen obtenu en excitant le barrage par la composante horizontale seule.

Hariri-Ardebili et Saouma (Hariri-Ardebili and Saouma, 2016) ont investigué les courbes de

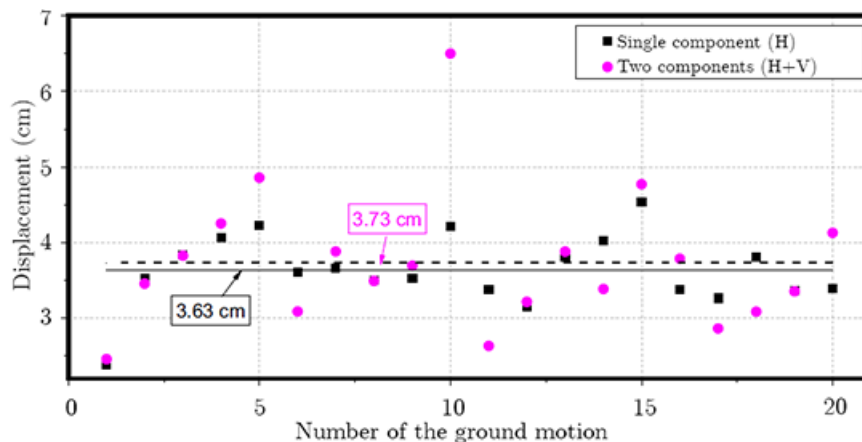


Figure 2.12 Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale de 20 séismes sur les valeurs absolues maximales des déplacements horizontaux à la crête du barrage-poids de Koyna, adaptée de (Wang et al., 2016)

fragilité sismiques avec et sans composantes verticales du séisme pour des barrages-poids selon l'approche de conception parasismique basée sur la performance. Une modélisation éléments finis non linéaire du barrage-poids de Pine Flat est réalisée. Les non linéarités proviennent de la modélisation des joints et de la fissuration du béton. L'interaction fluide-structure est basée sur les masses ajoutées de Westergaard. Une analyse dynamique non linéaire (les non linéarités sont basées dans ce cas sur la modélisation seule des joints) du barrage avec la composante horizontale seule et avec les deux composantes horizontale et verticale du séisme de Coyote Lake de 1979 a été par la suite effectuée. Les ratios  $V/H$  des spectres de réponse des deux composantes sur les cinq premières périodes de vibration sont 1.29, 0.79, 1.02, 0.88 et 0.73. Il est possible de constater que la composante verticale de ce séisme présente une accélération spectrale plus importante à la période fondamentale et aussi à la troisième période. De l'analyse dynamique, il est ressorti, comme le montre les figures 2.13 et 2.14, que la prise en compte de la composante verticale du séisme engendre une augmentation de 60% et de 50% respectivement des pics des déplacements horizontaux et verticaux à la crête du barrage.

Aussi, les auteurs ont remarqué que la considération de la composante verticale engendre plus de contrainte dans le barrage que la composante horizontale seule. La contrainte majeure à la crête du barrage a augmenté de 85% avec l'application simultanée des composantes horizontale et verticale. La figure 2.15 présente les effets de la composante verticale sur les contraintes principales majeures.

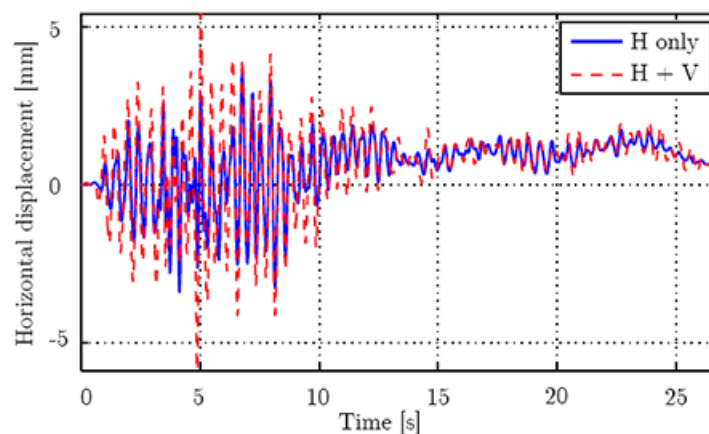


Figure 2.13 Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale sur le déplacement horizontal à la crête du barrage-poids de Pine Flat, adaptée de (Hariri-Ardebili and Saouma, 2016)

Par ces quelques travaux de recherche plutôt récents, l'impact de la composante verticale des séismes sur la réponse sismique des barrages en béton est démontré. La réponse sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton découlant de sollicitations extraites du barrage, il est fort possible que la composante verticale affecte également leurs réponses sismiques. Cela sera démontré dans la suite de ce mémoire par le biais des spectres de plancher.

## 2.7 Chargement sismique

L'analyse numérique d'une structure du génie civil sous chargement sismique nécessite comme sollicitation d'entrée, un spectre de réponse ou un accélérogramme. L'utilisation du spectre de réponse permet d'avoir les réponses dynamiques maximales (déplacements, forces...) de la structure étudiée dans le domaine linéaire. Pour une étude dynamique visant d'une part à connaître les variations dans le temps des réponses dynamiques et d'autre part à inclure les non linéarités de différents types (matériau non linéaire, fissuration, joint de contact...) l'utilisation d'un accélérogramme devient indispensable. Le spectre de réponse reste le chargement de référence prescrit dans la majeure partie des normes parasismiques (ASCE, 2010; NRCC, 2015). Par contre, différentes techniques sont désormais disponibles dans la littérature pour générer des accélérogrammes compatibles au spectre de réponse des normes aussi appelé spectre de réponse de dimensionnement. L'étalonnage et l'ajustement, dont les anglicismes correspondants sont respectivement le "scaling" et le "matching", sont les deux techniques utilisées dans la littérature pour rendre les spectres d'accélérogrammes choisis compatibles

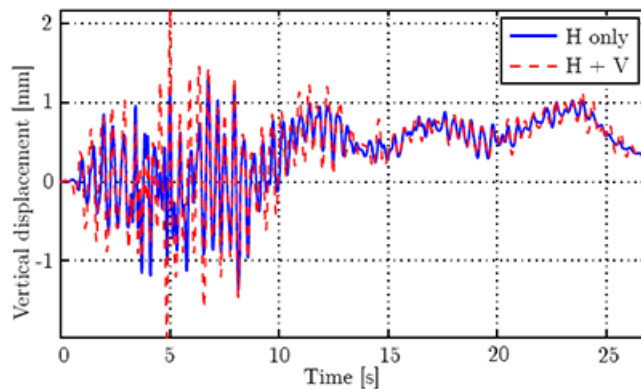


Figure 2.14 Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale sur le déplacement vertical à la crête du barrage-poids de Pine Flat, adaptée de (Hariri-Ardebili and Saouma, 2016)

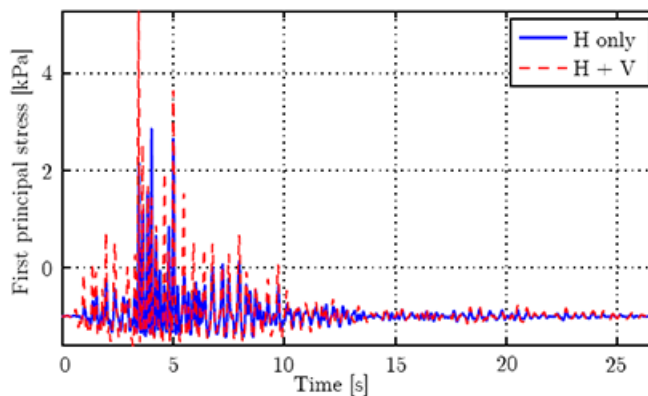


Figure 2.15 Analyse dynamique non linéaire : Effet de la composante verticale sur la contrainte principale majeure à la crête du barrage-poids de Pine Flat, (Hariri-Ardebili and Saouma, 2016)

à un spectre cible en vue d'analyses dynamiques temporelles linéaires ou non linéaires. Ces deux techniques sont suffisamment décrites dans (Michaud and Léger, 2014). Leur utilisation requiert de disposer d'un spectre de réponse du site du barrage et de réaliser une sélection minutieuse des accélérographes à étalonner ou à ajuster. Ces accélérographes peuvent être des accélérographes naturels ou artificiels. Pour ce projet de recherche, des accélérographes naturels de 3 séismes de la base de données de PEER (PEER, 2017) sont choisis. Ces accélérographes n'ont pas été étalonnés ni ajustés car ce projet ne s'intéresse pas à un site spécifique.

## CHAPITRE 3

### DÉMARCHE GÉNÉRALE ET MODÈLES ÉLÉMENTS FINIS

#### 3.1 Description de la méthodologie

La revue de littérature dans le chapitre précédent a montré que les structures et équipements annexes pouvaient être plus vulnérables que les barrages qui les supportent lors d'un séisme. Pourtant, ces ouvrages annexes qui sont indispensables à l'exploitation et au maintien de la sécurité des barrages doivent garder leur intégrité structurale pendant et après un tremblement de terre. Il s'agit essentiellement des vannes d'évacuateur et de vidange de fond, des équipements de manutention tels que des grues, des ponts d'accès à l'ouvrage, des tours de prise d'eau, des bâtiments de contrôle permettant la manipulation à distance des vannes, etc. Tous ces ouvrages annexes sont présentés dans la revue de littérature. Comme il a été présenté dans le chapitre 2, l'analyse sismique des ouvrages annexes peut être réalisée selon deux méthodes.

La première méthode consiste à construire un modèle couplant le barrage et la structure secondaire. Cette méthode peut rapidement devenir complexe compte tenu de l'inclusion des degrés de liberté des deux structures et aussi des conditions aux limites à considérer dans les zones de fixation de la structure annexe au barrage. Néanmoins, elle permet de considérer les interactions qui peuvent se produire entre le barrage et la structure secondaire.

La seconde méthode porte sur les spectres de plancher d'accélération dont la méthode de calcul est détaillée dans le chapitre 2. Pour des raisons de concision, le spectre de plancher d'accélération est nommé spectre de plancher dans ce mémoire. Succinctement, le spectre de plancher correspond à la représentation graphique des valeurs absolues des accélérations maximales sollicitant la structure annexe lors d'une secousse sismique. Comme il a été décrit au chapitre 2, il peut s'obtenir soit par une analyse dynamique temporelle ou une analyse dynamique spectrale. L'analyse spectrale utilisant l'amortissement modale, elle contraint la définition d'un amortissement modal pour tout le modèle étudié, ce qui est problématique pour un fluide non visqueux comme il est le cas dans ce projet. Pour cela, l'analyse spectrale ne sera pas utilisée ici. Ce projet de recherche s'intéresse à l'obtention du spectre de plancher par une analyse dynamique temporelle. Ainsi, en se reposant sur l'analyse dynamique



temporelle, son calcul peut se décomposer en trois étapes. À La première étape, l'étude du barrage avec ou sans le réservoir soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale du séisme est réalisée. Les accélérations relatives du barrage déterminées suivant les directions de sollicitation sismique à une position d'intérêt, nommée au chapitre 2 point P (figure 2.7), sont additionnées chacune à l'excitation sismique dans la même direction appliquée à la base du barrage. Le résultat de la sommation est ensuite utilisé à la deuxième étape comme excitation sismique d'entrée de la structure annexe modélisée en plusieurs systèmes à un degré de liberté présentant chacun une fréquence et un amortissement. Ce dernier, pour tous les systèmes à un degré de liberté, est celui de la structure annexe. La dernière étape est la représentation des valeurs maximales des accélérations prises pour chaque système à un degré de liberté ayant une fréquence propre de vibration et un amortissement. Le graphique résultant est appelé spectre de plancher à la position d'intérêt, le point P ici qui représente la zone de fixation de la structure annexe. La figure 2.7 présentée au chapitre 2 illustre le calcul des spectres de plancher pour un modèle constitué du barrage et de son réservoir soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale d'un séisme.

Des critères permettant de choisir l'une ou l'autre des méthodes sont disponibles dans la littérature. Ils sont présentés dans le chapitre 2. En gros modo, quand la masse de la structure annexe est insignifiante comparativement à celle du barrage, la méthode du spectre de plancher est celle à retenir. Sinon, une modélisation couplée devient nécessaire afin d'inclure les interactions qui peuvent se produire entre le barrage et la structure annexe. Pour ce projet de recherche, la masse de l'ouvrage annexe est supposée très faible devant celle du barrage. La méthode du spectre de plancher est donc retenue pour analyser les effets de la composante verticale des séismes sur le comportement sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton.

Afin d'étudier les effets de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher des structures et équipement annexes, deux barrages-poids nommés D1 et D2 de hauteur respectivement de 35 m et de 90 m sont choisis. Les composantes horizontale et verticale de trois séismes sont également sélectionnées. Elles sont présentées dans la suite de ce chapitre de même que les barrages-poids. Les analyses dynamiques temporelles linéaires sont faites d'une part en considérant une excitation simultanée des barrages-poids par les deux composantes des séismes et d'autre part en prenant en compte une excitation des barrages-poids par la composante horizontale seule des séismes. Cette dernière analyse servira de référence pour l'estimation de la contribution de la composante verticale lorsque celle-ci est appliquée simultanément avec la composante horizontale. Les interactions qui se produisent entre le

barrage et le réservoir durant la sollicitation sismique sont étudiées par l'intermédiaire des éléments finis fluides basés sur le potentiel de vitesse développés dans le logiciel ADINA (ADINA, 2016) et des masses ajoutées de Westergaard.

Toutes les analyses dynamiques temporelles sont réalisées à partir du logiciel d'éléments finis ADINA. Une validation numérique a été préalablement réalisée en comparant les résultats des spectres de plancher de ce logiciel à ceux du logiciel libre Code Aster (EDF, 2017). Les résultats de comparaison sont présentés en Annexe A. Le logiciel ADINA permet de réaliser des analyses dynamiques temporelles par superposition modale ou par intégration directe. L'unicité des résultats fournis par ces deux méthodes n'est pas toujours vérifiée compte tenu des choix effectués sur la modélisation de l'amortissement visqueux du matériau. Les deux méthodes d'analyse dynamique utilisent respectivement le ratio d'amortissement modal et l'amortissement de Rayleigh tous deux présentés au chapitre 2. Pour la méthode d'analyse par superposition modale, lorsque l'interaction barrage-réservoir est modélisée par des éléments finis fluides, ADINA définit par défaut un amortissement modal global de tout le système à partir de l'amortissement modal du barrage seul renseigné par l'utilisateur. Cela constitue une limitation pour les besoins de ce projet de recherche qui considère que l'amortissement modal est juste celui du barrage seul. Afin de s'en affranchir, la méthode par intégration directe est choisie pour évaluer les effets de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher. En effet, son implémentation dans le logiciel ADINA n'inclut pas la masse et la rigidité des éléments finis fluides dans le calcul de l'amortissement visqueux. Cela permet donc de définir un amortissement venant uniquement du béton du barrage. Lorsque les masses ajoutées de Westergaard sont retenues pour simuler l'interaction barrage-réservoir, celles-ci ne sont pas incluses dans le calcul de l'amortissement visqueux de Rayleigh.

Comme il a été explicité au chapitre 2, les paramètres de l'amortissement de Rayleigh sont définis à partir de l'amortissement modal et des fréquences de vibrations de la structure étudiée. Un choix judicieux des fréquences propres doit être fait afin de ne pas surestimer ou sous-estimer les spectres de plancher déterminés de l'analyse dynamique par intégration directe. Pour ce faire, une analyse dynamique par superposition modale des barrages seuls est d'abord réalisée pour déterminer les spectres de plancher. Un amortissement modal constant est affecté à tous les modes inclus dans l'analyse. Une analyse de convergence est aussi faite afin de s'assurer de disposer de résultats exacts. Ces résultats issus de l'analyse dynamique par superposition modale des barrages seuls sont pris comme résultats de référence. Une seconde analyse dynamique par intégration directe est effectuée pour les deux barrages-poids seuls, c'est-à-dire sans leur réservoir, avec un amortissement de Rayleigh. Les spectres de plancher

obtenus de cette analyse sont comparés à ceux de l'analyse par superposition modale. En principe, ces spectres devraient être identiques à ceux déduits de l'analyse par superposition modale. Cependant, le modèle d'amortissement de Rayleigh peut parfois conduire à des résultats strictement inférieurs ou supérieurs à ceux de l'analyse par superposition modale. Dans ce projet de recherche, les paramètres de Rayleigh sont calculés de sorte à ce que les spectres de plancher déterminés de l'analyse dynamique par intégration directe soient collés ou enveloppent ceux calculés par l'analyse dynamique par superposition modale.

Une fois que les paramètres de Rayleigh sont déterminés pour obtenir des spectres de plancher superposés ou conservateurs par rapport aux spectres de plancher de l'analyse dynamique par superposition modale, une analyse de convergence est réalisée sur la longueur du réservoir avec une eau compressible. Comme expliqué plus tôt, l'analyse par intégration directe est considérée et l'amortissement visqueux de Rayleigh est celui provenant des barrages seuls. Il est important de noter que le réservoir compressible présente un amortissement compte tenu de sa compressibilité et aussi du fait que des conditions aux frontières particulières sont définies à sa frontière amont et à sa base pour simuler l'infini et l'absorption des ondes de compression au fond du réservoir due à la sédimentation. À la suite de ces analyses préliminaires, les effets sur les spectres de plancher de la composante verticale de différents séismes sur les modèles des barrages seuls et des modèles des barrages-réservoirs sont étudiés. La compressibilité du réservoir et l'absorption des ondes de compression au fond du réservoir sont aussi évaluées.

### 3.2 Considérations générales de modélisation

Toutes les analyses dynamiques temporelles présentées dans la suite de ce chapitre sont effectuées en considérant une hypothèse de contraintes planes pour les éléments finis solides. En supposant que le barrage est construit par plots successifs, cette hypothèse est plutôt justifiée. Le logiciel d'éléments finis ADINA (ADINA, 2016) est utilisé pour les simulations numériques. Les travaux de (Bouaanani and Lu, 2009) ont démontré que ce logiciel conduisait à d'excellents résultats pour une modélisation incluant l'interaction fluide-structure. Le barrage et le réservoir sont supposés avoir un comportement linéaire élastique.

### 3.3 Création du maillage

Dans le but de déterminer les spectres de plancher qui représentent les accélérations maximales subies par les structures et équipements annexes des barrages en béton en fonction de

leurs fréquences propres de vibration, deux barrages-poids sont choisis. Ce choix a pour but d'étudier l'effet de la géométrie des barrages sur les spectres de plancher. Ils sont nommés D1 et D2 respectivement de hauteurs ( $H_d$ ) 35 m et 90 m. Le barrage D1 a des largeurs de 27.5 m à la base et de 5 m à la crête. Quant au barrage D2, sa largeur à la base est de 70 m et celle à la crête est de 5 m. Les barrages D1 et D2 présentent des parements amont verticaux et retiennent respectivement des réservoirs de hauteurs ( $H_r$ ) 32 m et 86 m. Chaque réservoir présente à sa base une couche de sédiments permettant de simuler l'absorption des ondes de compression. Le réservoir sur le parement aval est négligé.

Les deux barrages sont maillés par des éléments finis solides 2D linéaires à 4 nœuds. Le maillage de chaque barrage est suffisamment raffiné à la base de même qu'à leur crête. Le raffinement du maillage est nécessaire à la crête pour avoir de meilleures précisions sur les spectres de plancher. Le raffinement du maillage à la base des barrages est prévu pour des études non linéaires. Des éléments finis de transition sont créés dans chaque barrage afin de faciliter un raffinement progressif du maillage suivant les hauteurs des barrages. Les réservoirs sont également maillés par des éléments finis fluides 2D linéaires à 4 nœuds. La discrétisation de leur maillage suivant la hauteur épouse celle des parements amont des barrages. Quant au raffinement du maillage suivant leur longueur ( $L_r$ ), un compromis est fait entre la précision des résultats et le temps de calcul. Ce dernier peut devenir long lorsque la longueur du réservoir devient importante. Les géométries des barrages et des réservoirs associés de même que les maillages correspondants sont présentés par les figures 3.1, 3.2 et 3.3. Les pressions hydrodynamiques de Westergaard de même que les masses ajoutées correspondantes qui permettent de simuler de façon simplifiée l'interaction barrage-réservoir sont aussi représentées pour chaque barrage sur les figures 3.4 et 3.5. Ces masses agissent seulement dans la direction amont-aval. La méthode de calcul de ces masses ajoutées est présentée au chapitre 2.

### 3.4 Propriétés mécaniques

Des propriétés mécaniques identiques sont adoptées pour les deux barrages et leur réservoir. En ce qui concerne les barrages, une masse volumique  $\rho_d = 2400 \text{ kg/m}^3$ , un coefficient de Poisson  $\nu_d = 0.2$  et un module d'élasticité  $E_d = 25 \text{ GPa}$  sont choisis comme propriétés mécaniques du béton. Un ratio d'amortissement visqueux de 5% est aussi retenu pour le béton du barrage. Les structures et équipements annexes ont également le même amortissement. Par rapport aux réservoirs, ils ont une masse volumique  $\rho_r = 1000 \text{ kg/m}^3$  et un module de compressibilité  $\mu_r = 2.07 \times 10^3 \text{ MPa}$  équivalent à une vitesse des ondes de compression  $C_r = 1440 \text{ m/s}$ . Une

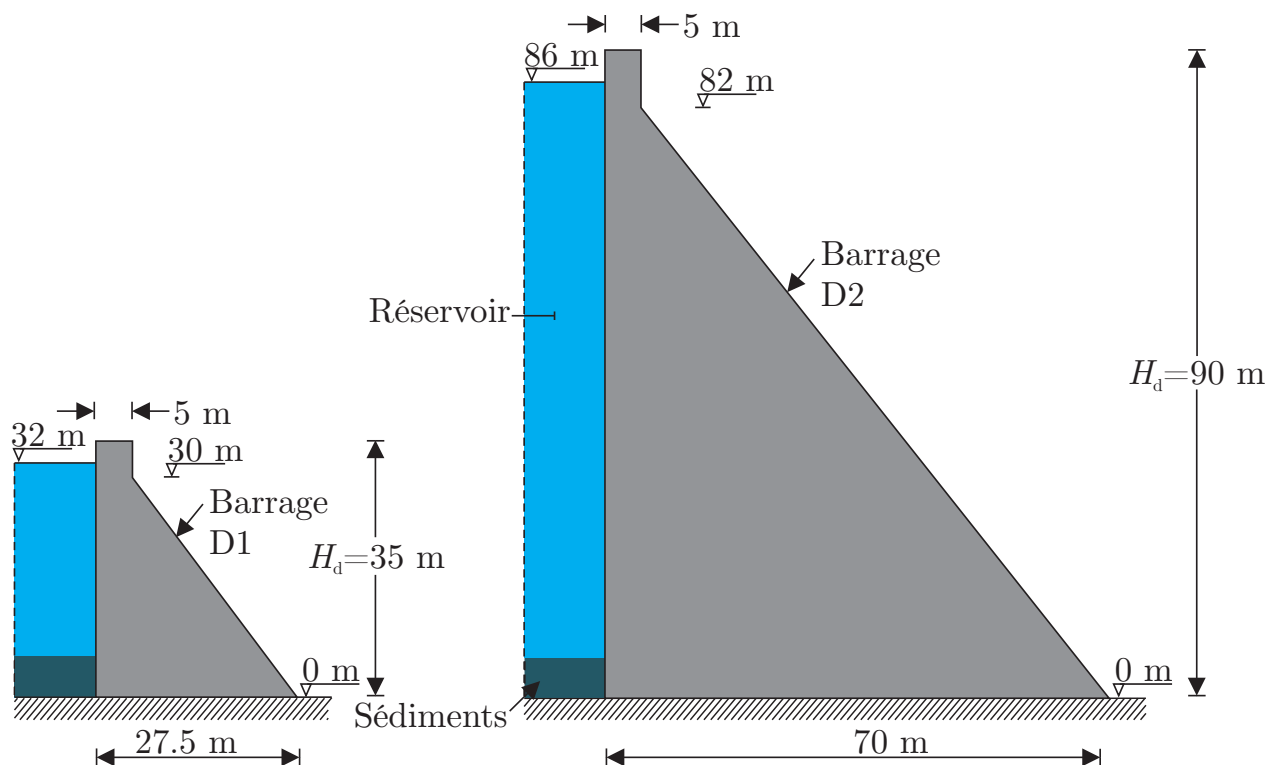


Figure 3.1 Géométries des barrages-poids et de leur réservoir : (a) barrage D1 de hauteur 35 m, (b) barrage D2 de hauteur 90 m, adaptée de (Messio, 2016)

valeur importante du module de compressibilité est définie dans le cas du réservoir avec une eau incompressible. Les sédiments au fond du réservoir sont représentés par un amortissement visqueux équivalent présenté dans la suite de ce mémoire.

### 3.5 Conditions aux frontières

Pour les deux barrages étudiés leur fondation sont supposées rigides. Un encastrement est donc défini à la base de chaque barrage. Afin de simuler l'interaction barrage-réservoir, des éléments finis spéciaux d'interface fluide-structure disponibles dans ADINA sont créés à la zone de contact entre les parements amont des barrages et les faces aval des réservoirs. Ces éléments finis permettent d'assurer la compatibilité entre les pressions hydrodynamiques issues des réservoirs et les déplacements normaux à l'interface barrage-réservoir. Aussi, aux faces amont des réservoirs une condition aux frontières transmettante est définie. Cette condition aux frontières spéciale est utilisée pour empêcher ou réduire la réflexion des ondes à la face amont d'un réservoir tronqué à une distance  $L_r$ . Plus concrètement cette condition aux frontières permet d'obtenir pour un réservoir tronqué à une distance  $L_r$  des résultats équivalents à

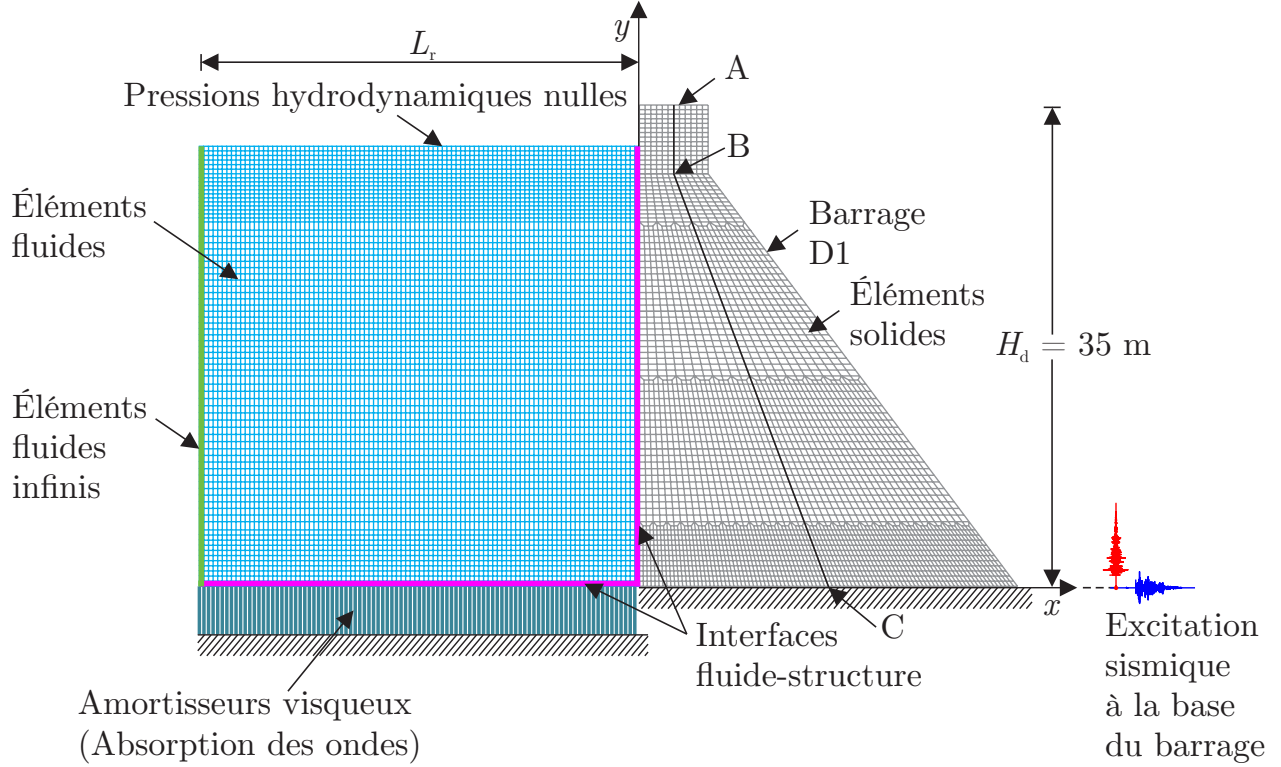


Figure 3.2 Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D1 par des éléments finis solides 2D et du réservoir par des éléments finis fluides

ceux d'un réservoir infini. Des éléments finis fluides particuliers permettant sa représentation sont programmés dans le logiciel ADINA. Plusieurs types de conditions aux frontières transmettantes sont décrits dans (Bouaanani and Miquel, 2010). À la surface libre du réservoir, les effets des ondes de gravité sont négligés. La pression hydrodynamique  $y$  est donc nulle. Dans le but de prendre en compte approximativement l'absorption des ondes de compression au fond du réservoir due à la sédimentation, des amortisseurs visqueux sont modélisés à la base des réservoirs des deux barrages (Bouaanani and Lu, 2009). Ces amortisseurs permettent une dissipation partielle ou totale de l'énergie des ondes de compression du réservoir normalement incidentes à sa base. Afin d'assurer la compatibilité de ces amortisseurs avec les réservoirs, des éléments finis poutres linéaires placées à la base des réservoirs leur sont associés. L'amortissement  $c^{(e)}$  de chaque poutre est défini par l'équation (3.1). Un exemple illustratif du calcul de l'amortissement  $c^{(e)}$  est présenté dans (Bouaanani and Renaud, 2014).

$$c^{(e)} = \rho_r C_r \left( \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \right) \int_{-1}^1 N_b^T dr \quad (3.1)$$

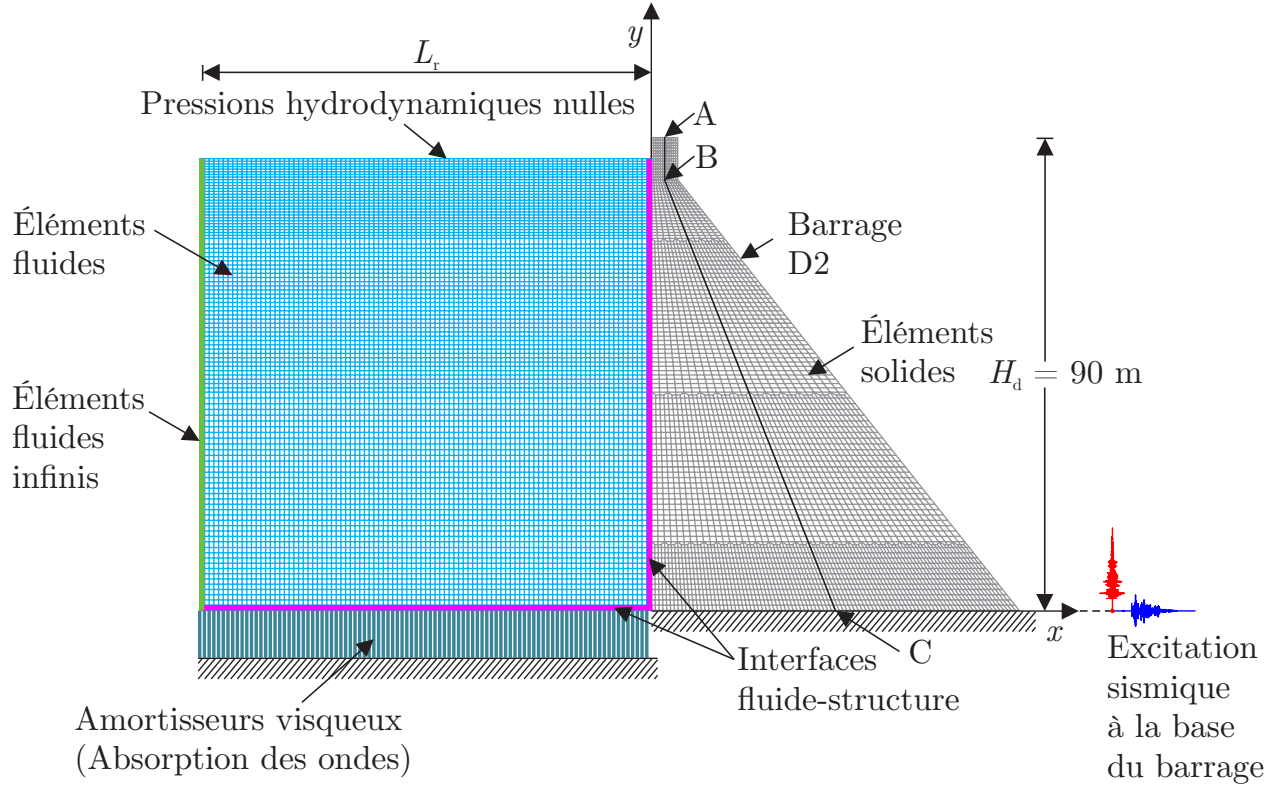


Figure 3.3 Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D2 par des éléments finis solides 2D et du réservoir par des éléments finis fluides

avec  $\alpha$  le coefficient de réflexion des ondes de compression,  $N_b$  la fonction de forme isoparamétrique de l'élément poutre et  $r$  sa coordonnée naturelle. le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1 (Fenves and Chopra, 1984). Lorsque  $\alpha=1$ , il s'agit d'une réflexion totale des ondes de compression. Quand  $\alpha=0$ , toutes les ondes de compression incidentes sont absorbées par le fond du réservoir. Les effets de ce coefficient sur les spectres de plancher seront étudiés dans le chapitre 4. Toutes les conditions aux frontières ci-dessous présentées sont illustrées sur les figures 3.2 et 3.3.

### 3.6 Chargement sismique

Trois séismes présentant chacun une composante horizontale et une composante verticale sont utilisés. Les accélérogrammes suivant les directions horizontales et verticales de ces séismes de même que les spectres de réponse correspondants sont illustrés à la figure 3.6. Ces séismes sont :

- le séisme de l'Imperial Valley de 1940 enregistré à la station d'El Centro

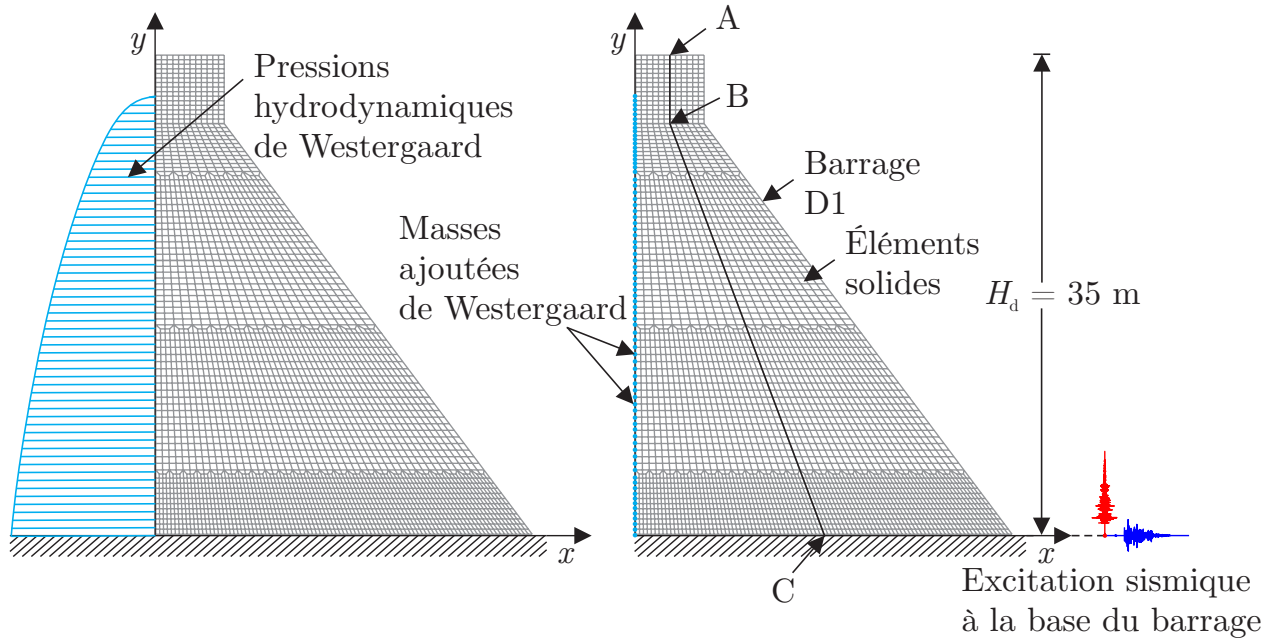


Figure 3.4 Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D1 par des éléments finis solides 2D et modélisation des pressions hydrodynamiques de Westergaard par les masses ajoutées de Westergaard

- Le séisme de Parkfield de 1966 enregistré à la station de Cholame numéro 5
- Le séisme de Loma Prieta de 1989 enregistré à la station de Gilroy Array numéro 2.

Ils proviennent tous de la base de données de PEER. Les accélérogrammes de ces séismes ont des signatures temporelles différentes avec une durée de 39.99 s, 43.92 s et 39.95 s respectivement pour le séisme de l'Imperial Valley, le séisme de Parkfield et le séisme de Loma Prieta. Les pas de temps d'enregistrement de ces séismes dans le même ordre sont de 0.01s, 0.01s et 0.005 s. Il est possible de constater par les spectres de réponse à la figure 3.6 que les composantes horizontale et verticale de chaque séisme ont des contenus fréquentiels différents, ce qui donne des ratios de la composante horizontale sur la composante verticale ( $V/H$ ) différents. La composante verticale du séisme de Loma Prieta a des accélérations spectrales plus importantes sur les fréquences autour de 6 Hz, 10 Hz et 20 Hz que celle de la composante horizontale. Aussi, la comparaison par composante des spectres des différents séismes montre que ces derniers sont différents. Les accélérations horizontales et verticales de pointe au rocher notées respectivement AHPR et AVPR des trois séismes sont renseignées sur la figure 3.6. Les spectres des deux composantes de chaque séisme sont calculés pour un amortissement de 5% sur un intervalle de fréquences de  $[0.001; 50]$  Hz avec un pas de fréquence de 0.005 Hz. Ces mêmes paramètres sont utilisés pour le calcul des spectres de plancher. Le choix de



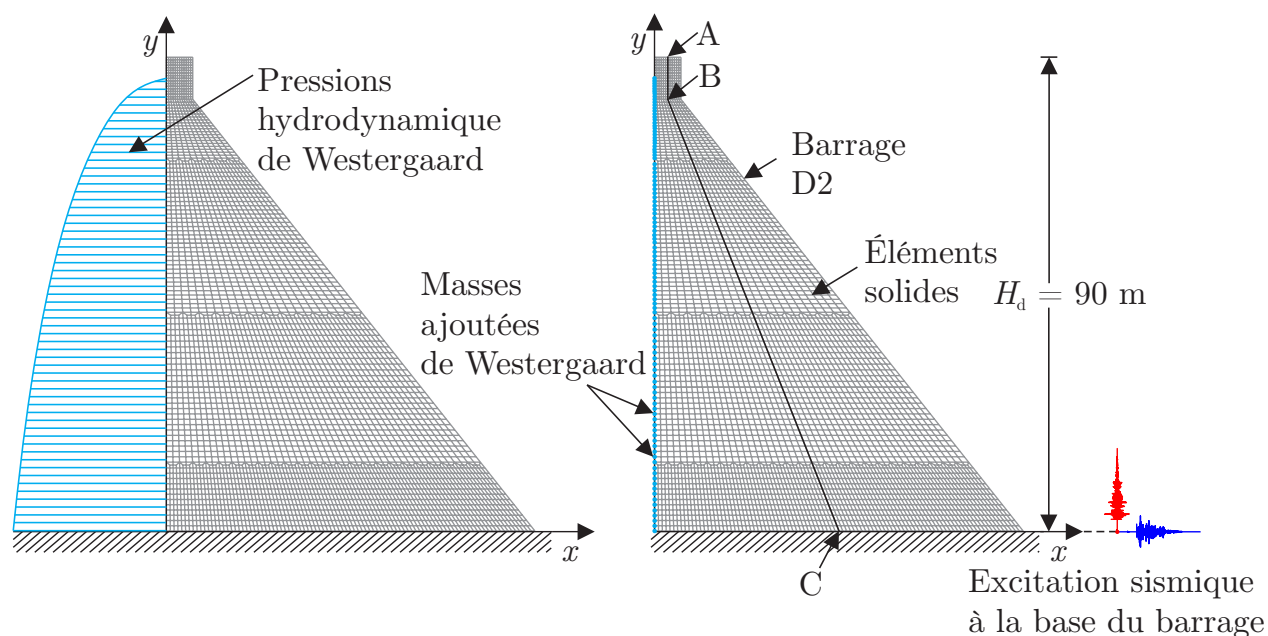


Figure 3.5 Modèle du barrage et du réservoir : Maillage du barrage D2 par des éléments finis solides 2D et modélisation des pressions hydrodynamiques de Westergaard par les masses ajoutées de Westergaard

ces séismes a été fait afin d'observer essentiellement l'effet de leur contenu fréquentiel sur les spectres de plancher.

Les barrages D1 et D2 seuls ou avec leur réservoir sont sollicités de façon simultanée avec les deux composantes des séismes. Une sollicitation avec la composante horizontale seule des barrages avec ou sans réservoir est également faite en vue de comparaison. Cela permettra de mettre en exergue l'effet de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher. Le poids propre est inclus dans tous les modèles d'analyse. La pression hydrostatique est considérée dans les modèles avec réservoir. Il est tout de même important de noter que dans le cas d'une analyse dynamique basée sur un comportement linéaire élastique du matériau, les charges statiques ne contribuent pas au calcul des spectres de plancher.

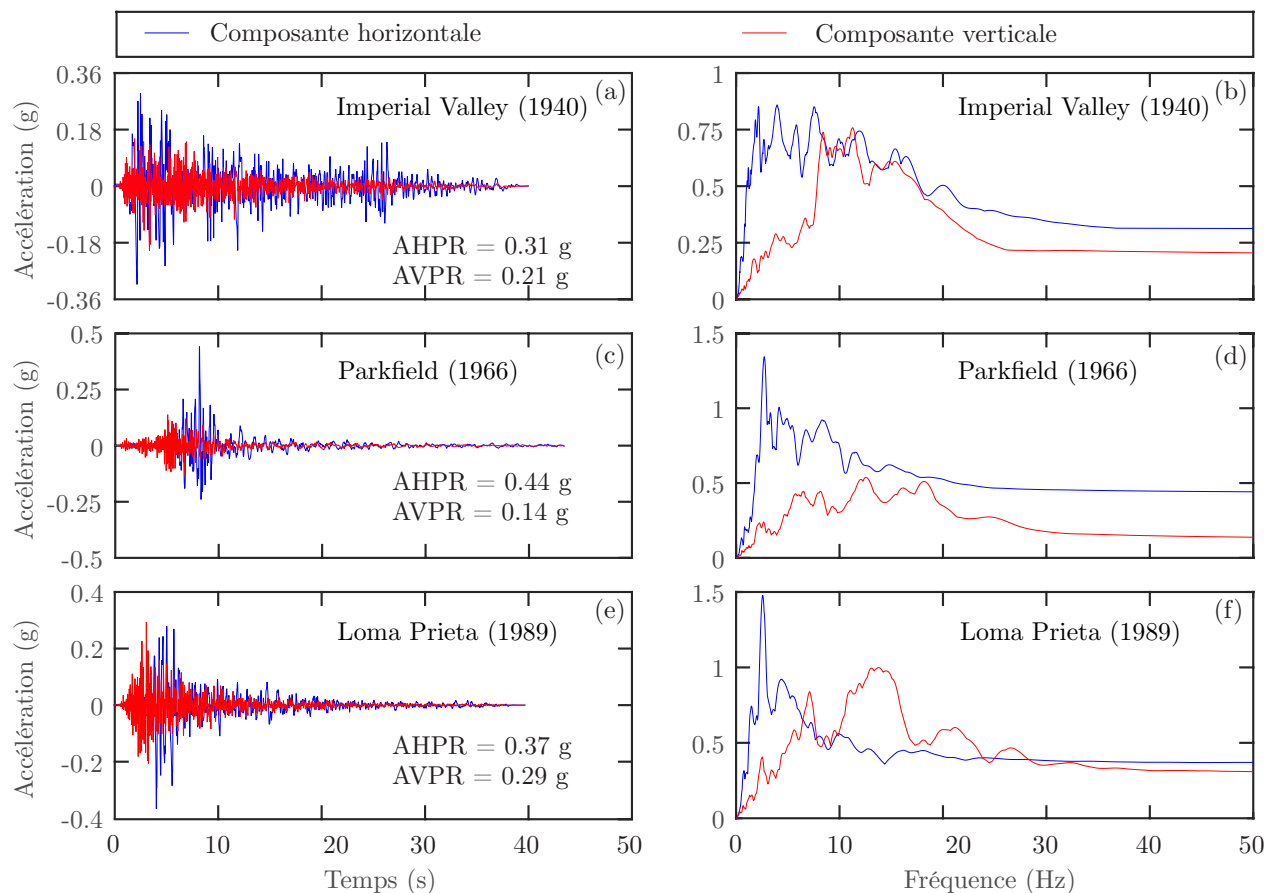


Figure 3.6 Accélérogrammes des séismes et spectres de réponse correspondants déterminés pour 5% d'amortissement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Accélérogrammes ; (b), (d) et (f) : spectres de réponse des accélérogrammes

## CHAPITRE 4

### EFFETS DE LA COMPOSANTE VERTICALE DES SÉISMES

#### 4.1 Introduction

Les méthodes d'analyse dynamique par superposition modale et par intégration directe sont les deux méthodes disponibles dans la littérature pour l'analyse dans le domaine temporel du comportement sismique des structures. La première méthode ne s'applique qu'à des études considérant un comportement linéaire élastique du matériau. Cependant, la seconde méthode s'utilise pour des études incluant le comportement linéaire élastique ou non linéaire du matériau. Selon le choix effectué de l'amortissement pour l'une ou l'autre des méthodes, les résultats obtenus peuvent être différents. Des écarts significatifs sont parfois constatés. La méthode d'analyse par intégration directe utilise l'amortissement de Rayleigh qui est généralement calé sur l'amortissement modal. L'amortissement modal est celui utilisé pour l'analyse dynamique par superposition modale. Le calage de l'amortissement de Rayleigh s'effectue en fonction des fréquences propres de vibration de la structure étudiée. La méthodologie de calcul de l'amortissement de Rayleigh est présentée au chapitre 2. L'origine de la différence des résultats entre les deux méthodes d'analyse dynamique provient principalement du choix des fréquences propres de calcul de l'amortissement de Rayleigh. Dans ce travail de recherche, il est supposé que l'amortissement modal est celui du barrage seul. La méthode d'analyse dynamique par intégration directe étant celle permettant de dissocier l'amortissement du barrage de celui du réservoir dans le logiciel ADINA (ADINA, 2016), elle est celle retenue pour l'étude des effets de la composante verticale des séismes sur le comportement sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton. Le comportement sismique des ouvrages annexes est représenté pour ce projet de recherche par les spectres de plancher d'accélération dont la méthodologie d'obtention a été décrite au chapitre 2. Dans cette section, une première analyse dynamique par superposition modale des barrages-poids D1 et D2 est réalisée avec un amortissement modal de 5%. Un pas de temps  $\Delta t = 0.005$  s pour tous les séismes est choisi après une étude de convergence sur le pas de temps. De cette analyse sont extraits les spectres de plancher horizontaux et verticaux des deux barrages-poids soumis à leur base aux sollicitations des 3 séismes plus tôt présentés. Les barrages-poids sont sollicités d'une part avec la composante horizontale seule de chacun des séismes et d'autre part avec leurs composantes horizontale et verticale appliquées simultanément. Les spectres de plancher horizontaux et verticaux sont extraits pour chaque cas de sollicitation. Une analyse

de convergence est effectuée sur le nombre de modes à considérer. Les spectres de plancher de cette première analyse des barrages-poids seuls sont considérés comme les spectres de référence. Une seconde analyse basée sur la méthode dynamique par intégration directe est effectuée. Différents couples de fréquences sont choisis pour calculer l'amortissement de Rayleigh. Cela a pour but d'observer l'effet de l'amortissement de Rayleigh, selon les couples de fréquences de calcul, sur les spectres de plancher déduits de cette seconde analyse comparés à ceux de la première analyse. Un choix final des couples de fréquences permettant d'avoir des spectres de l'analyse dynamique par intégration directe superposés ou légèrement conservateurs par rapport à ceux de l'analyse dynamique par superposition modale est effectué. L'amortissement de Rayleigh calculé avec ces paires de fréquences est utilisé pour la suite des analyses incluant l'interaction barrage-réservoir.

## 4.2 Analyse dynamique par superposition modale

Une analyse dynamique par superposition modale peut être décomposée en 2 étapes d'analyses. La première étape consiste à calculer les propriétés dynamiques de la structure étudiée. Ces propriétés sont essentiellement les modes de vibration, les fréquences propres (ou périodes propres) associées à ces modes de vibration et les masses modales effectives. Les fréquences propres et les masses modales effectives permettent d'identifier les modes qui pourraient avoir une contribution significative à la réponse dynamique de la structure. Ces modes doivent donc être retenus pour la seconde étape qui porte sur l'analyse dynamique par superposition modale. Lors de cette étape, la réponse dynamique de la structure soumise à la composante horizontale seule ou simultanément aux deux composantes du séisme est calculée d'abord pour chaque mode considéré dans l'analyse. Une combinaison linéaire des réponses modales est ensuite réalisée pour obtenir la réponse totale de la structure. Selon le nombre de modes utilisés, cette réponse totale peut n'avoir pas convergé. Il convient donc de s'assurer de choisir un nombre de modes suffisants afin de disposer d'une réponse totale quasi exacte de la structure. L'USACE (USACE, 1999) dans son manuel d'analyse sismique des structures hydrauliques en béton indique qu'il n'y pas de recommandation sur le nombre de modes à retenir pour une analyse dynamique par superposition modale. Cela s'explique par le fait que les propriétés dynamiques changent d'une structure à l'autre. Aussi, une même sollicitation sismique peut avoir des effets très différents sur deux structures présentant des propriétés dynamiques différentes. L'USACE propose de réaliser l'analyse dynamique par superposition modale de façon progressive. Elle est répétée avec une augmentation progressive du nombre de modes. Cette opération est réalisée jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de changement dans la réponse totale de la structure à l'ajout de modes supplémentaires. Elle est la procédure adoptée

dans ce mémoire. Aussi, l'USACE précise qu'il peut être démontré que les masses effectives cumulées des modes participant à la réponse totale de la structure représentent au moins 90% de la masse totale de la structure. Cette dernière précision n'est pas toujours justifiée et sera démontrée dans les paragraphes suivants.

#### 4.2.1 Propriétés dynamiques des barrages-poids

Les propriétés dynamiques des barrages-poids D1 et D2, décrits au chapitre 3, sont déterminés sur le logiciel ADINA (ADINA, 2016). Les figures 4.1 et 4.2 présentent les 6 premiers modes de vibration et les fréquences correspondantes de chaque barrage-poids. Le tableau 4.1 contient, pour les deux barrages-poids D1 et D2, les fréquences propres et les périodes propres des 25 premiers modes permettant d'avoir au moins 90% de masse modale effective cumulée dans les deux directions du mouvement des barrages-poids. Les histogrammes des figures 4.3 et 4.4 montrent les variations des masses modales effectives cumulées suivant le nombre de modes de vibration dans les directions horizontale et verticale du mouvement des barrages-poids D1 et D2.

Les fréquences et périodes propres de D1 et D2 du tableau 4.1 montrent que le barrage-poids D1 de petite hauteur (35 m) est très rigide. Il présente de hautes fréquences de vibration comparativement au barrage-poids D2 dont la grande hauteur (90 m) le rend plus flexible. Le mode fondamental de D1 a une fréquence de vibration de 10.81 Hz, soit plus de 2 fois celle de D2 qui est de 4.68 Hz. Cet ordre de différence entre les fréquences propres des deux barrages-poids est observé pour les 25 modes présentés au tableau 4.1. De l'analyse des fréquences propres, il ressort que le barrage-poids D1 serait plus sensible aux séismes dont les phases fortes se situent autour et au-delà des fréquences de 10 Hz. Tandis que des séismes de fréquences importantes se trouvant autour de 4 Hz et plus sont susceptibles d'avoir un impact considérable sur la réponse sismique du barrage-poids D2. Les phases fortes des trois séismes choisis et présentés à la figure 3.6 sont environ dans l'intervalle de fréquences [0-30] Hz pour leurs composantes horizontale et verticale. Ces séismes peuvent donc rentrer en résonance avec les deux barrages-poids étudiés.

Les masses modales effectives cumulées des figures 4.3 et 4.4 permettent d'avoir une meilleure visualisation de la contribution que pourrait avoir chaque mode de vibration de D1 et D2 aux spectres de plancher dans les directions horizontale et verticale. Une masse modale effective représente un pourcentage de la masse totale de la structure pour un mode donné. Les défor-

mées modales des figures 4.1 et 4.2 sont celles des six premiers modes ayant une contribution significative aux masses modales effectives cumulées de D1 et D2. Ces déformées modales ont été amplifiées pour une meilleure visualisation.

Pour le barrage-poids D1 ( $H_d = 35$  m), le mode fondamental présente des masses modales effectives dans la direction horizontale (la direction suivant X) de presque 38% et dans la direction verticale (la direction suivant Y) de 2%. Le mode fondamental est donc dominé par des mouvements horizontaux comme cela peut être constaté sur la figure 4.1 (a). Sa contribution sera donc plus importante pour les sollicitations de D1 par la composante horizontale du séisme. Une masse modale effective cumulée dans la direction X de 64% est atteinte au deuxième mode de vibration de D1, soit une contribution de 26% pour ce second mode. Dans la direction Y, la masse modale effective cumulée est toujours de 2%. Le deuxième mode est donc aussi un mode dominé par des mouvements horizontaux. La déformée modale de ce mode à la figure 4.1 (b) permet de valider cette dernière observation. Cependant, une masse effective cumulée d'environ 62% est obtenue dans la direction Y au troisième mode, soit une contribution d'environ 60% de ce mode. Ce mode est dominé par des mouvements verticaux et cela est justifié par la déformée modale correspondante de la figure 4.1 (c). Sa contribution à la sollicitation verticale sera donc importante. Une légère augmentation d'environ 4% de la masse modale effective cumulée dans la direction X est constatée au troisième mode. Les mouvements horizontaux sont donc moins prédominants pour ce mode. L'augmentation de la masse modale effective cumulée est moins marquée dans les deux directions X et Y pour les trois modes suivants. Ces modes contribuent à hauteur de 17% dans les directions X et Y. Les figures 4.1 (d) et (e) et 4.3 montrent que le mode 4 est dominé par des mouvements horizontaux, alors que le mode 5 présente des degrés de mouvements horizontaux et verticaux assez proches. Les figures 4.1 (f) et 4.3 permettent d'observer que le mode 6 a des mouvements verticaux plus importants. Sa déformée modale à la figure 4.1 (f) illustre un écrasement de D1. La contribution des six premiers modes de vibration de D1 revient à des masses effectives cumulées de 85% et 79% respectivement dans les directions horizontale et verticale. En comparaison aux contributions des 6 premiers modes, les 19 autres modes suivants ont des contributions peu significatives aux masses effectives cumulées dans les deux directions. Leur contribution est d'environ 9% dans la direction X et 12% dans la direction Y. Cela permet d'avoir pour les 25 modes de D1 des masses effectives cumulées de 94% et 91% respectivement dans les directions horizontale et verticale. La masse effective cumulée de 90% est atteinte dans la direction horizontale pour 12 modes et dans la direction verticale pour 23 modes.

Quant au barrage-poids D2 ( $H_d = 90$  m), les variations de ses masses modales effectives cumulées de même que ses déformées modales restent similaires à celles du barrage-poids D1. La masse modale effective du premier mode est d'environ 37% dans la direction horizontale contre 2% dans la direction verticale. Le deuxième mode a une contribution de 23% à la masse effective cumulée dans la direction X. Celle-ci est de 60% dans cette direction, mais reste constante dans la direction Y. Les deux premiers modes de D2 sont donc des modes présentant des mouvements horizontaux importants et des mouvements verticaux quasi inexistants comme présenté à la figure 4.2 (a) et (b). Ces modes seront significativement excités par la composante horizontale du séisme. Comme le montre la figure 4.2 (c), le mode 3 a des mouvements verticaux plus accentués. Sa contribution à la masse modale effective cumulée dans la direction verticale est d'environ 57% contre presque 6% dans la direction horizontale. Ce mode sera beaucoup plus sollicité par la composante verticale du séisme. Les 3 premiers modes du barrage-poids D2 présentent des masses modales effectives cumulées et des déformées modales très proches de celles du barrage-poids D1. Le mode 4 de D2 contribue très peu à la masse modale effective cumulée dans la direction Y, soit 5%. Sa participation est double dans la direction X. La déformée modale de la figure 4.2 (d) du mode 4 permet de constater que les mouvements horizontaux sont prédominants comparativement aux mouvements verticaux. Ces derniers sont presque inexistants pour le mode 5 qui a une contribution à la masse modale effective cumulée suivant l'horizontale d'environ 7%. Sa contribution dans la direction verticale est quasiment nulle. Ce mode est dominé par des mouvements horizontaux. Sa déformée modale, présentée à la figure 4.2 (e), atteste ce constat. La masse modale effective cumulée au mode 6 est de 84% dans la direction X et de 78% dans la direction Y, soit presque une augmentation de 1% et de 14% respectivement dans les deux directions. Le mode 6 est donc dominé par des mouvements verticaux comme le montre sa déformée modale à la figure 4.2 (f). À l'instar du barrage-poids D1, les 19 autres modes de vibration de D2 ont une contribution d'environ 10% et 13% respectivement pour les masses modales effectives cumulées dans les directions horizontale et verticale. La masse modale effective cumulée de 90% pour D2 est atteinte dans la direction horizontale pour 12 modes et dans la direction verticale pour 25 modes. Aussi, les 25 modes de vibration de D2 ont des masses effectives cumulées de 94% et de 91% respectivement dans les directions X et Y. Les deux barrages-poids D1 et D2 ont donc des pourcentages de masses modales effectives cumulées identiques dans les deux directions, mais présentent des fréquences propres de vibration très différentes.

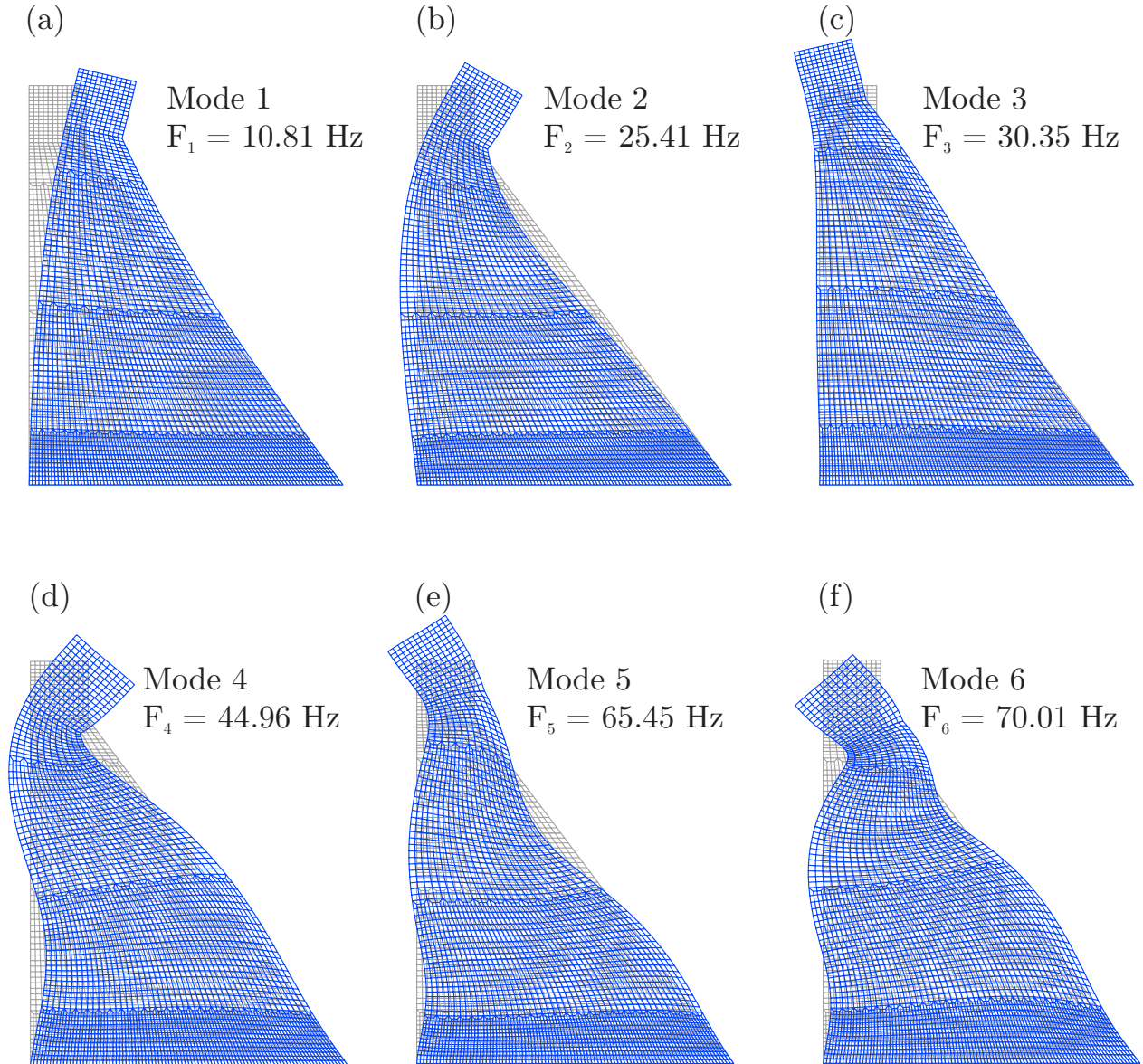


Figure 4.1 Six premières déformées modales et les fréquences propres correspondantes du barrage-poids D1

#### 4.2.2 Résultats et discussions

À la suite du calcul des propriétés dynamiques des barrages-poids D1 et D2, la méthode d'analyse dynamique par superposition modale est utilisée pour le calcul des spectres de plancher horizontaux et verticaux au centre de la crête de chaque barrage-poids. Pour chaque cas de sollicitation, les spectres de plancher au centre de la crête sont déterminés dans chaque direction du mouvement des barrages-poids. Deux cas de sollicitation sont définis. Un premier



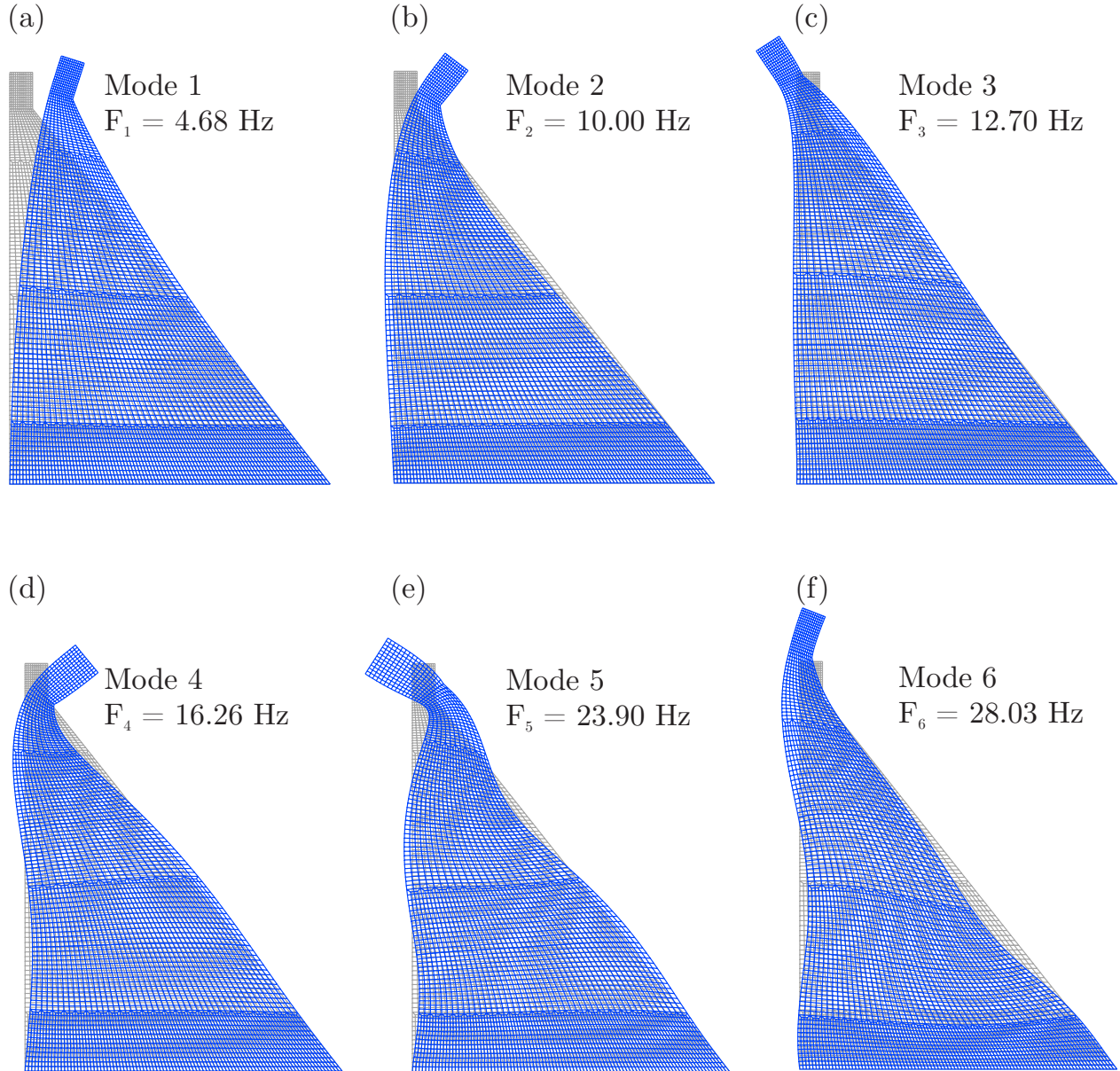


Figure 4.2 Six premières déformées modales et les fréquences propres correspondantes du barrage-poids D2

cas de sollicitation qui équivaut à exciter D1 et D2 par chaque composante horizontale des 3 séismes de la figure 3.6. De cette première analyse sont déterminés les spectres de plancher dans les directions horizontale et verticale. Une analyse progressive sur le nombre de modes est effectuée afin de s'assurer que les spectres de plancher dans les deux directions ont convergé. Les spectres de plancher de cette première analyse seront comparés à ceux du même cas de sollicitation de l'analyse dynamique par intégration directe. Ensuite, le second

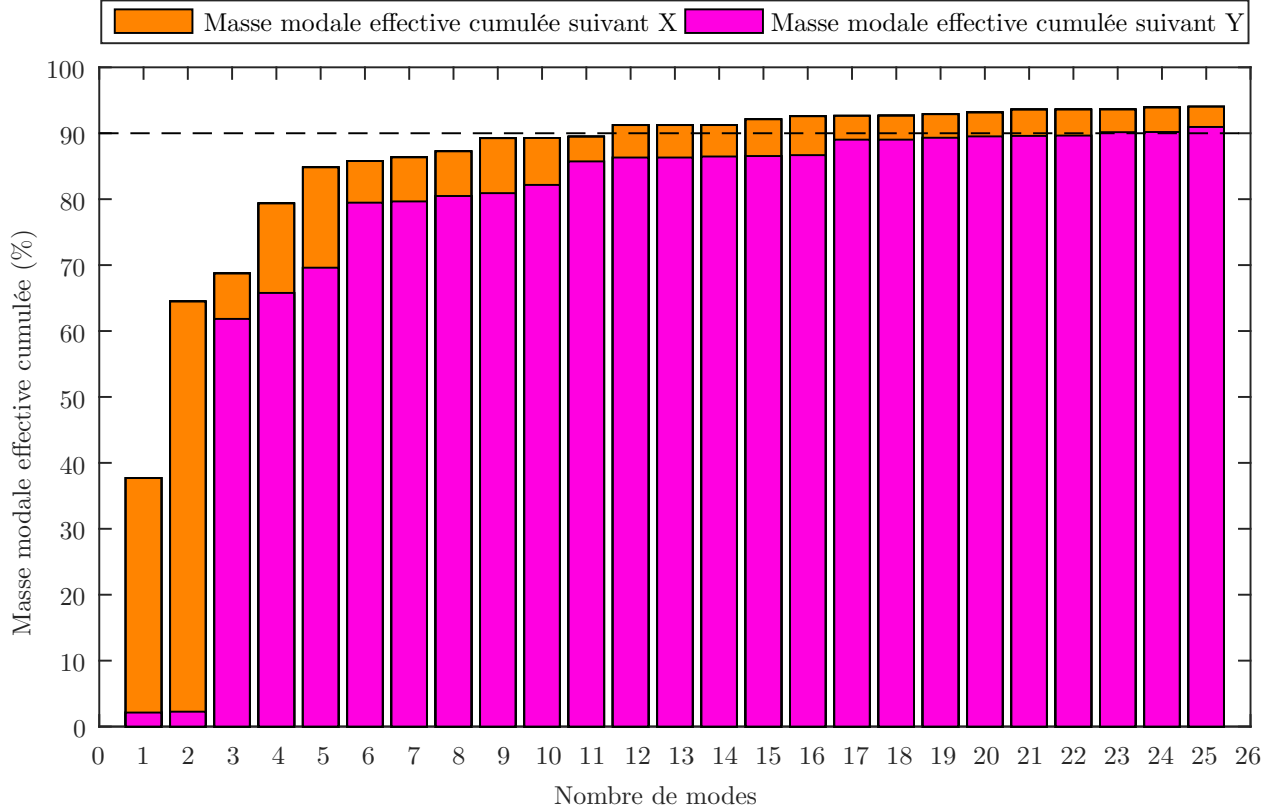


Figure 4.3 Masses modales effectives cumulées des 25 premiers modes de vibration suivant les directions horizontale X et verticale Y du mouvement du barrage-poids D1

cas de sollicitation consiste à exciter de façon simultanée les barrages-poids D1 et D2 par les composantes horizontale et verticale des 3 séismes. Les spectres de plancher dans les directions horizontale et verticale sont par la suite déduits. Une vérification de la convergence des spectres de plancher est aussi faite. Ces derniers seront comparés à ceux du même cas de sollicitation de l'analyse dynamique par intégration directe. Pour rappel, les comparaisons entre les spectres de plancher des analyses dynamiques par superposition modale et par intégration directe ont pour but d'étudier les effets de l'amortissement de Rayleigh sur les spectres de plancher. De plus, elles permettront de faire un choix optimal des paramètres de cet amortissement pour étudier les effets de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux. Pour ce projet de recherche, tous les spectres de plancher horizontaux et verticaux nommés  $(\Gamma(H_d))$  sont rendus adimensionnels en les rapportant à l'accélération horizontale de pointe au rocher (AHPR) de chaque séisme. Les coordonnées Y des spectres de plancher au centre de la crête des barrages-poids sont donc les amplifications des accélérations spectrales de plancher en fonction de AHPR.

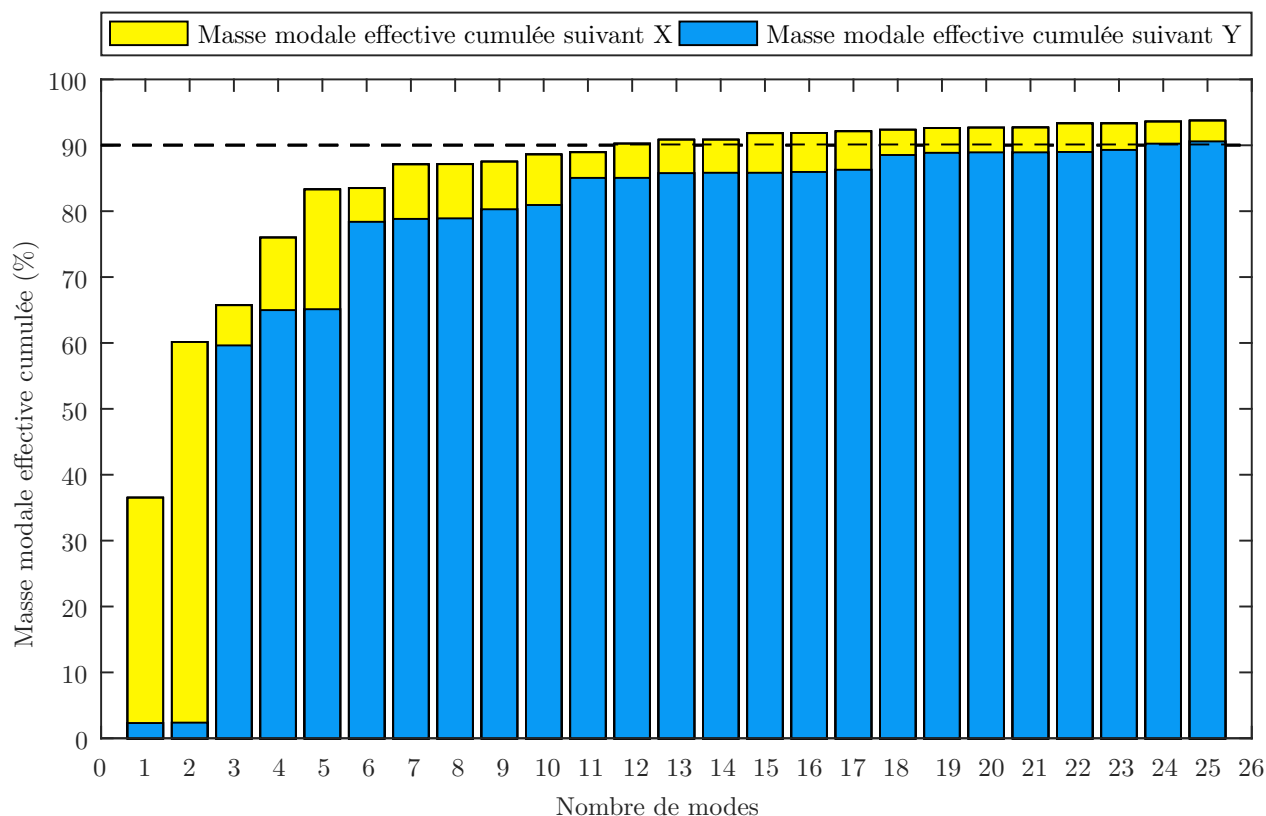


Figure 4.4 Masses modales effectives cumulées des 25 premiers modes de vibration suivant les directions horizontale X et verticale Y du mouvement du barrage-poids D2

Les figures 4.5, 4.6, 4.7 et 4.8 présentent les spectres de plancher horizontaux et verticaux déterminés pour les deux cas de sollicitation des barrages-poids D1 et D2 par les 3 séismes de la figure 3.6. Seuls les spectres de plancher calculés avec le mode fondamental, les deux premiers modes, le nombre de modes ayant conduit à la convergence et le nombre de mode validant cette convergence sont présentés. Le nombre de modes validant la convergence représente au moins 90% de masse modale effective cumulée. Ainsi, lorsque D1 et D2 sont sollicités juste par la composante horizontale de chaque séisme, 12 modes correspondant à 90% de masse modale effective cumulée sont retenus pour valider la convergence. Quand la sollicitation est représentée par les composantes horizontale et verticale des 3 séismes, 23 modes et 25 modes respectivement de D1 et D2 sont retenus pour valider la convergence. Ces deux nombres de modes donnent des masses modales effectives cumulées d'environ 94% et 91% respectivement dans les directions horizontale et verticale. Chaque spectre de plancher aussi bien horizontal que vertical est désigné par le nombre de mode ayant servi à son calcul suivi de la lettre M

Tableau 4.1 Périodes et fréquences propres des 25 premiers modes de vibration des barrages-poids D1 et D2

Mode	Barrage-poids D1		Barrage-poids D2	
	Période (s)	Fréquence (Hz)	Période (s)	Fréquence (Hz)
1	0.0925	10.81	0.2136	4.68
2	0.0394	25.41	0.1000	10.00
3	0.0330	30.35	0.0787	12.70
4	0.0222	44.96	0.0615	16.26
5	0.0153	65.45	0.0418	23.90
6	0.0143	70.01	0.0357	28.03
7	0.0115	87.16	0.0306	32.73
8	0.0111	90.31	0.0284	35.19
9	0.0105	95.11	0.0266	37.55
10	0.0094	106.91	0.0244	40.90
11	0.0090	110.72	0.0226	44.29
12	0.0085	118.18	0.0222	45.07
13	0.0077	129.72	0.0201	49.87
14	0.0075	132.83	0.0192	52.14
15	0.0071	140.44	0.0178	56.24
16	0.0069	145.88	0.0176	56.91
17	0.0066	150.50	0.0168	59.37
18	0.0063	157.74	0.0167	60.05
19	0.0062	160.58	0.0155	64.35
20	0.0060	167.47	0.0151	66.03
21	0.0059	170.93	0.0149	66.90
22	0.0058	173.39	0.0145	68.87
23	0.0055	182.71	0.0141	70.77
24	0.0054	186.10	0.0134	74.40
25	0.0053	188.95	0.0132	75.48

qui symbolise le terme mode.

Les spectres de plancher horizontaux et verticaux des barrages-poids D1 et D2 présentés aux figures 4.5, 4.6, 4.7 et 4.8 et obtenus des deux cas de sollicitations convergent pour un nombre de modes inférieur ou égal à 12. Ce nombre est quasiment la moitié du nombre de modes requis pour avoir au moins une masse modale effective cumulée de 90% dans les deux direc-

tions du mouvement de D1 et D2. Le temps de calcul de chaque barrage-poids et pour chaque séisme se trouve donc réduit quasiment de moitié dans ce cas. Ainsi, pour des modèles de taille importante présentant plusieurs degrés de liberté, l'analyse progressive de convergence sur le nombre de modes permet d'éviter de prendre plus de modes que nécessaire. Elle peut favoriser donc des gains de temps considérables.

En ce qui concerne le barrage-poids D1, les spectres de plancher horizontaux de la figure 4.5 (a), et (e) déterminés en menant une analyse sous chaque composante horizontale des séismes de l'Imperial Valley et de Loma Prieta convergent pour 4 modes. Tandis que les spectres de plancher verticaux issus de la même analyse et des mêmes séismes convergent pour 5 modes comme présenté à la figure 4.5 (b), et (f). Sur la même figure 4.5 (c) et (d), 3 modes sont suffisants pour avoir la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux déduits avec la composante horizontale seule du séisme de Parkfield. Lorsque les composantes horizontale et verticale de chaque séisme sont appliquées simultanément sur D1, les nombres de modes requis pour la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux calculés avec le séisme de l'Imperial Valley et la convergence du spectre de plancher horizontal déterminé avec le séisme de Parkfield restent inchangés. Cela est illustré à la figure 4.6 (a) (b) et (c). Toujours avec le même cas de sollicitation, le nombre de modes passe de 4 à 5 (figure 4.6 (e)) pour obtenir la convergence du spectre de plancher horizontal déterminé du séisme de Loma Prieta. L'influence de la composante verticale du séisme de Loma Prieta sur le spectre de plancher horizontal est plutôt significative comparativement aux deux composantes verticales des séismes de l'Impérial Valley et de Parkfield. Cela sera démontré dans la suite de ce chapitre. Quant aux spectres de plancher verticaux calculés des séismes de Parkfield et de Loma Prieta, la convergence est atteinte pour 10 modes comme montré sur la figure 4.6 (d) et (f). Tous les spectres de plancher horizontaux et verticaux ayant convergé pour les deux cas de sollicitation sont retenus comme spectres de référence en vue des comparaisons avec les spectres de plancher dans les mêmes directions obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe.

Quant au barrage-poids D2, que ce dernier soit sollicité avec chaque composante horizontale des séismes ou simultanément avec les deux composantes de chaque séisme, le nombre de modes nécessaires à la convergence des spectres de plancher horizontaux est inchangé. Il est de 5, 5 et 10 respectivement pour le séisme de l'Impérial Valley, le séisme de Parkfield et le séisme de Loma Prieta. Cette observation peut se vérifier sur les figures 4.7 (a) (c) et (e) et 4.8 (a) (c) et (e). Par rapport aux spectres de plancher verticaux, lorsque seule la composante horizontale des séismes est considérée, autant de modes que ceux des spectres de plancher

horizontaux est requis pour leur convergence. Cela peut se voir sur la figure 4.7 (b) (d) et (f). Quand les deux composantes de chaque séisme est utilisée, 10 modes suffisent pour la convergence des spectres de plancher verticaux obtenus des séismes de l'Impérial Valley et de Parkfield (figure 4.8 (b) et (d)). Par rapport au séisme de Loma Prieta, 12 modes sont nécessaires pour la convergence du spectre de plancher vertical (figure 4.8 (f)). Comme pour le barrage-poids D1, les spectres de plancher horizontaux du barrage-poids D2 ayant convergé seront aussi retenus comme spectre de référence pour les comparaisons avec les spectres de plancher déterminés de l'analyse dynamique par intégration directe.

Tous les nombres de modes ayant permis la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux selon les deux cas de sollicitation des barrages-poids D1 et D2 sont récapitulés dans les tableaux 4.2 et 4.3 pour les 3 séismes retenus. Par ces tableaux, il est possible de constater selon le séisme que la convergence des spectres de plancher verticaux requiert un nombre de modes égal ou supérieur à ceux des spectres de plancher horizontaux correspondants. Aussi, lorsque la sollicitation inclut la composante verticale des séismes, un nombre principalement plus important de modes (tableaux 4.2 et 4.3) est requis pour obtenir la convergence des spectres de plancher verticaux comparativement au nombre de modes nécessaire à la convergence de mêmes spectres de plancher déterminés d'un chargement du barrage-poids D1 et du barrage-poids D2 par la composante horizontale seule de chaque séisme. Cela peut être justifié par le fait que les masses modales effectives cumulées dans les directions verticales (les directions suivant Y) de D1 et D2 n'ont de contribution importante qu'à partir des modes 3, 6 et 11 comme illustré par les histogrammes des figures 4.3 et 4.4. La contribution de ces modes étant significative, selon les signatures temporelles et fréquentielle du séisme, leur inclusion devient nécessaire à l'obtention de la convergence des spectres de plancher verticaux. Cela a pour conséquence d'augmenter le nombre de modes. À l'opposé, les contributions des deux premiers modes de chaque barrage-poids dans la direction horizontale (la direction suivant X) sont déjà significatives selon les histogrammes des figures 4.3 et 4.4. Par conséquent, le nombre de modes utiles à l'obtention de la convergence des spectres de plancher horizontaux est réduit.

La vérification de la convergence des spectres de plancher présentée ci-dessous a porté sur la plage de fréquences de 0.001 Hz à 50 Hz. L'utilisation du mode fondamental ou des deux premiers modes n'est pas suffisante pour avoir la convergence sur cette plage de fréquences. Néanmoins, pour des structures et équipement annexes présentant des fréquences en dessous de 12 Hz et de 5 Hz respectivement pour les barrages-poids D1 et D2, la convergence des spectres de plancher horizontaux à ces nombres de modes peut être considérée atteinte pour

les deux cas de sollicitation considérés dans ce travail de recherche. Quand les barrages-poids D1 et D2 sont sollicités simultanément par les deux composantes des séismes, les spectres de plancher verticaux ont plutôt convergé jusqu'à 10 Hz pour D1 et jusqu'à 6 Hz pour D2. Cette observation est valable lorsque seulement le mode fondamental est utilisé, ou lorsque le mode fondamental et le deuxième mode sont utilisés. Généralement, lorsqu'une structure bidimensionnelle est sollicitée par la composante horizontale seule d'un séisme, l'intérêt est beaucoup plus porté sur le spectre de plancher horizontal. Le spectre de plancher vertical est parfois peu significatif. Les deux barrages-poids D1 et D2 étant non symétriques la composante horizontale peut aussi engendrer un spectre de plancher vertical important. Cela sera vérifié dans la suite de ce chapitre. Le calcul du spectre de plancher vertical quand la sollicitation est juste horizontale est principalement fait en vue de comparaison au spectre de plancher vertical déterminé dans le cas où la sollicitation est réalisée simultanément avec les deux composantes horizontale et verticale du séisme.

Les spectres de plancher du barrage-poids D1 qui ont convergé aussi bien dans la direction horizontale que celle verticale pour les deux cas de sollicitation présentent des pics de résonance autour de la fréquence de 10 Hz et ceci pour tous les 3 séismes. Cette fréquence qui représente celle de l'ouvrage annexe est aussi égale à la fréquence fondamentale de D1 qui est exactement de 10.81 Hz et présentée au tableau 4.1. La fréquence de 10.81 Hz de D1 se trouve donc être présente dans le contenu fréquentiel des accélérations absolues horizontales et verticales des 3 séismes déterminées de l'analyse dynamique par superposition modale de D1 et ayant servi au calcul des spectres de plancher horizontaux et verticaux. Pour rappel, lorsque la sollicitation du barrage-poids est effectuée juste avec la composante horizontale de chaque séisme, l'accélération absolue verticale est égale à l'accélération relative. Cette observation est valable pour D1 et D2. Des pics de résonance sont aussi constatés à la figure 4.6 (e) et (f) sur les deux spectres de plancher horizontaux et verticaux aux environs de la fréquence de 25 Hz. Cette fréquence est aussi celle du mode 2 de D1 qui est exactement de 25.41 Hz dans le tableau 4.1.

Concernant les spectres de plancher horizontaux et verticaux calculés en sollicitant le barrage-poids D2 seulement avec la composante horizontale des séismes, des pics de résonance sont observées essentiellement autour de 4 Hz et 10 Hz sur la figure 4.7. Ces fréquences qui sont toujours celles de la structure annexe correspondent à la fréquence fondamentale et à la fréquence du deuxième mode de D2 qui sont respectivement de 4.68 Hz et 10 Hz dans le tableau 4.1. La résonance explique donc la présence de ces fréquences dans le contenu fréquentiel des accélérations absolues à partir desquelles sont calculées les spectres de plancher

de D2. Les spectres de plancher horizontaux provenant d'une sollicitation de D2 par uniquement chaque composante horizontale des séismes de l'Imperial Valley et de Loma Prieta présentent des pics de résonance autour de 16 Hz. Le mode 4 de D2 a une fréquence de 16.26 Hz, ce qui justifie dans ce cas également la résonance. Quand D2 est excité simultanément avec les composantes horizontale et verticale de chaque séisme, les spectres de plancher horizontaux des 3 séismes, montrés sur la figure 4.8 ont des pics de résonance aux deux premières fréquences de D2. Le spectre de plancher horizontal du séisme de Loma Prieta a en plus un pic de résonance à la fréquence de 12 Hz de la structure annexe correspondant aussi à la troisième fréquence de D2 présentée au tableau 4.1 et qui est de 12.70 Hz. Tous les spectres de plancher verticaux des trois séismes issus de la sollicitation simultanée de D2 par les deux composantes de chaque séisme présentent des pics de résonance autour de 4 Hz et 12 Hz qui sont aussi les fréquences propres de D2. Le spectre de réponse de la composante verticale du séisme de Loma Prieta à la figure 3.6 représentant les 3 séismes montre que l'accélérogramme vertical au sol entre en résonance autour de la fréquence de 12 Hz. L'amplification de l'accélération autour de cette fréquence engendre davantage une amplification des accélérations des spectres de plancher horizontaux et verticaux du séisme de Loma Prieta compte tenu de la résonance constatée sur les spectres de plancher à cette fréquence, mais aussi des masses modales effectives cumulées dans les deux directions qui sont au moins de 60% à cette fréquence et représentées à la figure 4.4.

En somme, lorsque les barrages-poids D1 et D2 sont sollicités simultanément par les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes, un nombre plus important de modes est requis pour obtenir la convergence des spectres de plancher verticaux comparativement au nombre de modes utiles à l'obtention de la convergence des mêmes spectres quand D1 et D2 sont excités uniquement avec la composante horizontale de chaque séisme. Seuls les spectres de plancher verticaux de D1 calculés des 2 cas de sollicitation pour le séisme de l'Imperial Valley ont nécessité un nombre de modes quasiment identiques. Aussi, les pics de résonance observés sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux des deux cas de sollicitation étudiés dans ce projet de recherche sont principalement dus aux fréquences propres des barrages-poids D1 et D2 se retrouvant dans le contenu fréquentiel des accélérations absolues de calcul de ces spectres de plancher. À ces fréquences propres des deux barrages-poids seuls, les accélérations absolues entrent en résonance avec les fréquences représentant celles des structures et équipements annexes aux 2 barrages-poids.



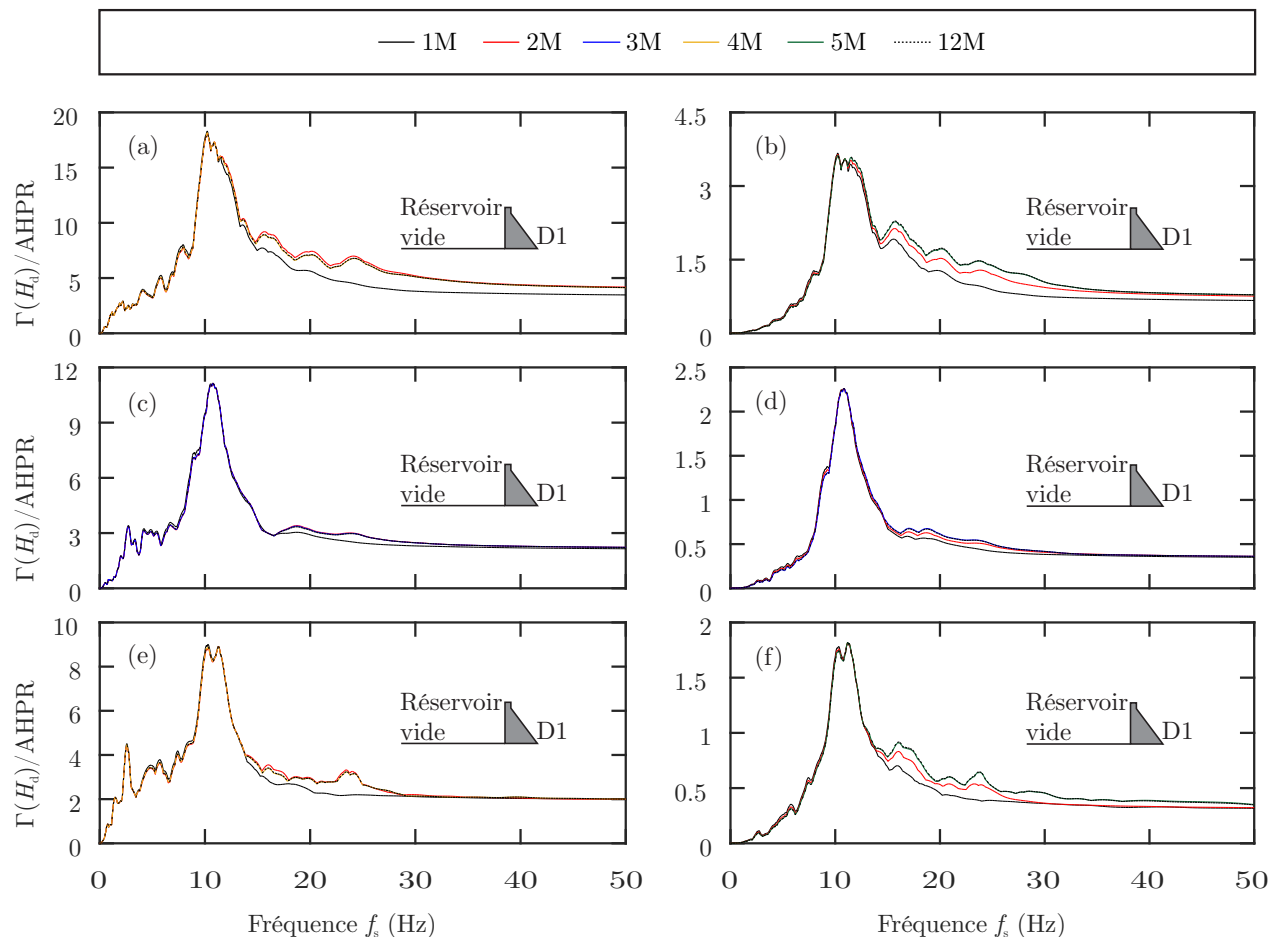


Figure 4.5 Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec chaque composante horizontale des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

### 4.3 Analyse dynamique par intégration directe

L'analyse dynamique par intégration directe revient à résoudre numériquement l'équation initiale de la dynamique de la structure étudiée sans transformation préalable. Elle ne requiert donc pas de calcul des propriétés de la structure. L'équation de la dynamique est résolue sur un nombre  $n$  d'incréments du pas de temps couvrant la durée totale de la sollicitation sismique. Le pas de temps doit être suffisamment raffiné afin de s'assurer de la convergence des résultats. Par cette méthode, l'amortissement de la structure étudiée est l'amortissement visqueux. Comme il a été présenté au chapitre 2, l'amortissement visqueux

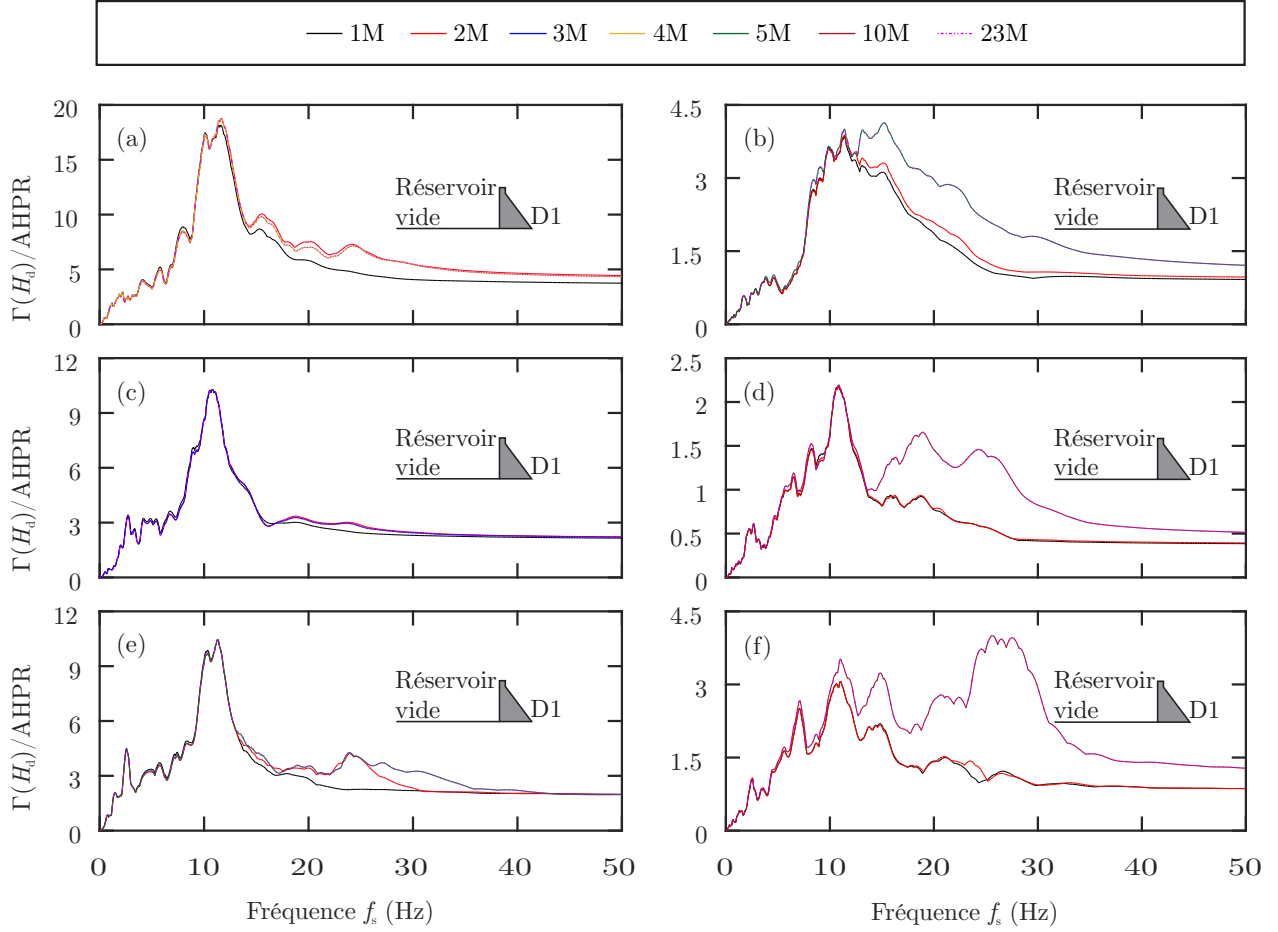


Figure 4.6 Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquées simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989); (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

peut être proportionnel à la masse et à la rigidité de la structure étudiée. Dans ce cas, il s'agit de l'amortissement de Rayleigh dont les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  sont déterminés à partir de l'amortissement modal  $\zeta_n$  et deux fréquences propres de vibration de la structure. La méthode de calcul de l'amortissement de Rayleigh est présentée au chapitre 2. Selon les deux fréquences propres choisies, les résultats de l'analyse par intégration directe peuvent être très différents de ceux de l'analyse par superposition modale. Cela sera démontré dans cette section. L'amortissement visqueux peut également être juste proportionnel à la masse ou à la rigidité de la structure. L'effet du choix d'un tel amortissement sera aussi étudié. Comme pour l'analyse dynamique par superposition modale, les spectres de plancher sont les résul-

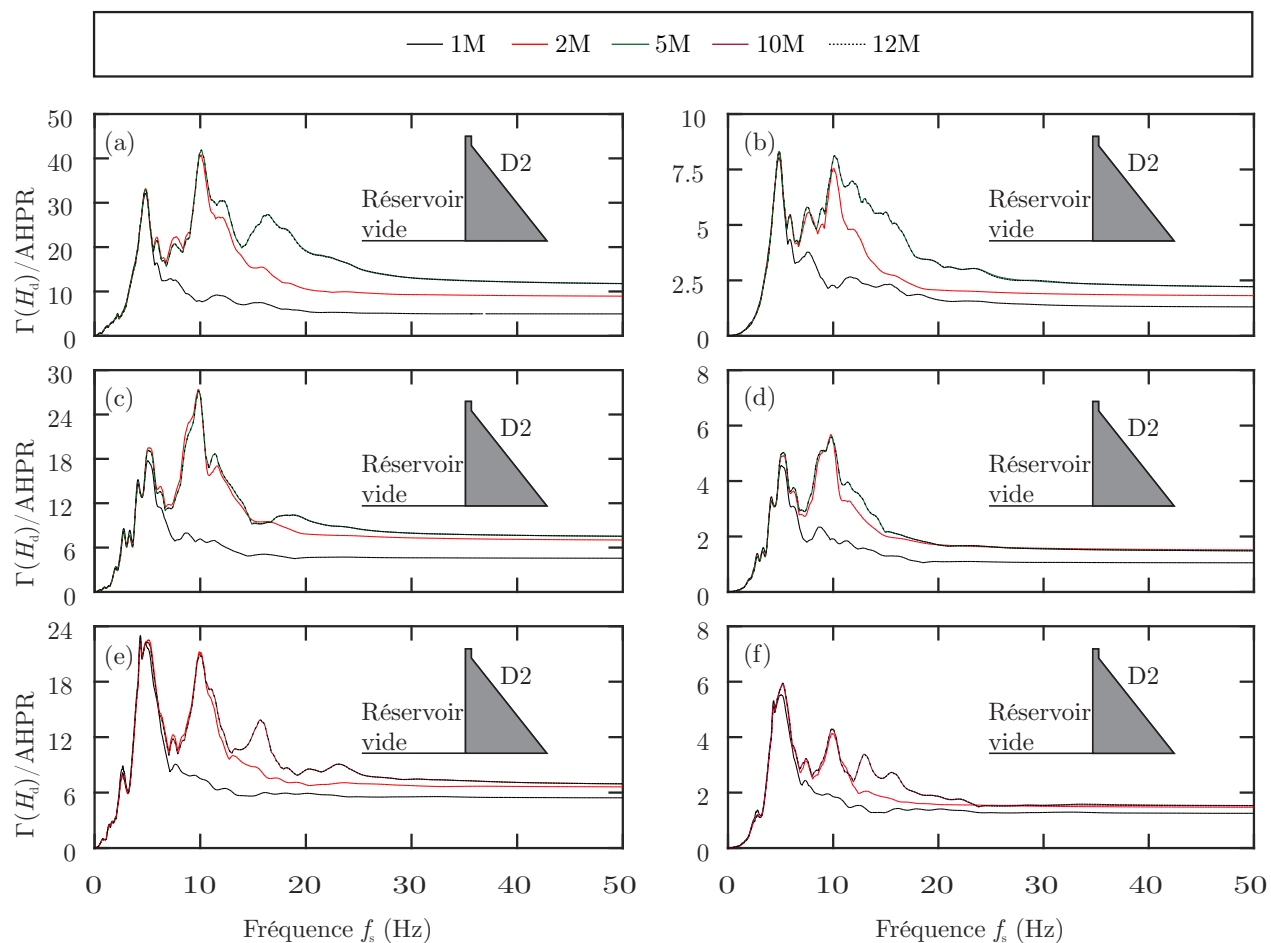


Figure 4.7 Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontal et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec chaque composante horizontale des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

tats considérés pour évaluer les effets de ces amortissements.

Afin d'étudier l'effet de l'amortissement de Rayleigh sur les spectres de plancher, les modèles d'éléments finis 2D de contraintes planes des barrages-poids D1 et D2 seuls (sans réservoir) ont été construits avec le logiciel ADINA (ADINA, 2016). Ces modèles sont présentés sur les figures 3.2 et 3.3. Chaque modèle de barrage-poids a été soumis d'une part à l'excitation sismique de la composante horizontale seule des trois séismes de la figure 3.6 et d'autre part à l'excitation sismique simultanée des composantes horizontale et verticale de ces mêmes

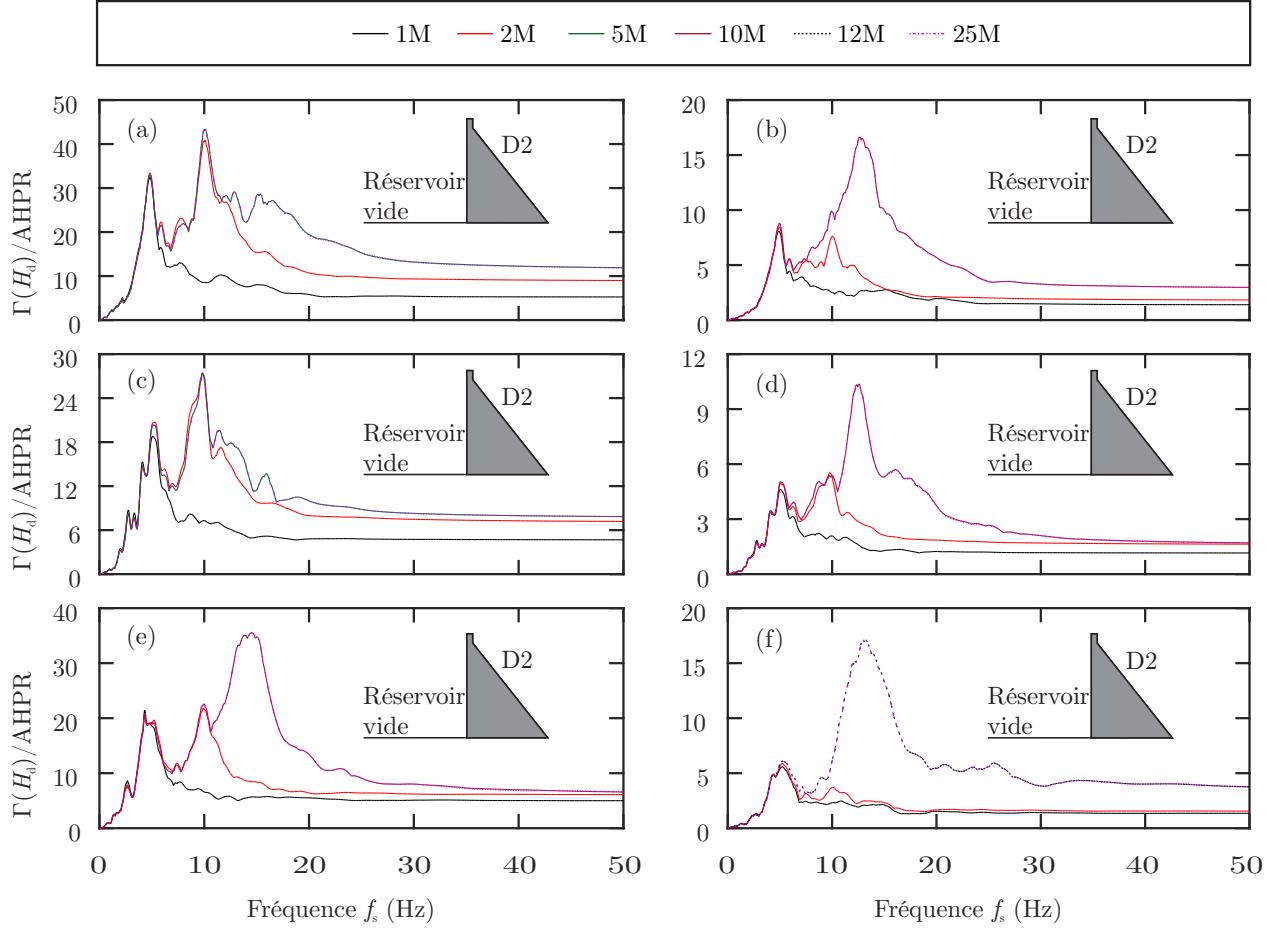


Figure 4.8 Vérification de la convergence selon le nombre de modes des spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par superposition modale avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquées simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989); (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

séismes. Les deux barrages-poids sont encastés à leur base. Le schéma d'intégration numérique inconditionnellement stable ( $\alpha_N = 0.25$  et  $\delta_N = 0.5$ ) de Newmark est celle utilisée. Comme pour l'analyse dynamique par superposition modale, un pas de temps  $\Delta t = 0.005$  s pour tous les séismes est aussi choisi après une étude de convergence sur le pas de temps. Les spectres de plancher dans les directions horizontale et verticale déterminés pour chaque cas de sollicitation (excitation des barrages avec la composante horizontale seule ou avec les composantes horizontale et verticale des séismes) et pour différentes valeurs de l'amortissement de Rayleigh sont déterminés. Ces spectres de plancher sont ensuite comparés aux spectres de plancher dans les mêmes directions ayant convergé de l'analyse dynamique par superposition

Tableau 4.2 Récapitulatif du nombre de modes requis pour la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D1 par chacun des 3 séismes utilisés

Barrage-poids D1				
Séisme	Composante horizontale		Composantes horizontale et verticale	
	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical
Imperial Valley (1940)	4M	5M	4M	5M
Parkfield (1966)	3M	3M	3M	10M
Loma Prieta (1989)	4M	5M	5M	10M

modale.

#### 4.3.1 Calcul des paramètres de l'amortissement de Rayleigh

Les paramètres de l'amortissement de Rayleigh calculés pour différentes paires de fréquences ( $F_1$ - $F_i$ ) de vibration des deux barrages-poids sont renseignés dans les tableaux 4.4 et 4.5. Les indices des fréquences sont les numéros des modes correspondants du tableau 4.1. En plus de la fréquence fondamentale  $F_1$ , les fréquences  $F_i$  des 4 modes suivants ont été choisies. Aussi, les fréquences  $F_i$  des derniers modes permettant d'avoir des masses modales effectives cumulées d'au moins 90% dans la direction horizontale seule ou dans les directions horizontale et verticale du mouvement des barrages-poids sont également retenues. Les couples de fréquences sont choisis afin d'étudier leur effet sur les spectres de plancher. À partir de ces derniers, seront sélectionnées celles permettant d'avoir des spectres de plancher horizontaux et verticaux de l'analyse dynamique par intégration directe se superposant (ou légèrement conservateurs) aux spectres de plancher dans les mêmes directions de l'analyse dynamique par superposition modale. Les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  déterminés dans le cas d'un amortissement

Tableau 4.3 Récapitulatif du nombre de modes requis pour la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D2 par chacun des 3 séismes utilisés

Barrage-poids D2				
Séisme	Composante horizontale		Composantes horizontale et verticale	
	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical
Imperial Valley (1940)	5M	5M	5M	10M
Parkfield (1966)	5M	5M	5M	10M
Loma Prieta (1989)	10M	10M	10M	12M

visqueux proportionnel juste à la masse ou à la rigidité des barrages-poids sont aussi calculés et renseignés dans les tableaux 4.4 et 4.5. Dans le cas où l'amortissement visqueux est proportionnel à la masse, la fréquence fondamentale  $F_1$  est suivie de ( $\beta=0$ ) dans les tableaux 4.4 et 4.5. Elle précède ( $\alpha=0$ ) dans les mêmes tableaux, ceci lorsque l'amortissement est proportionnel juste à la rigidité. Ces deux derniers amortissements sont considérés de même pour observer leur effet sur les spectres de plancher. Les fréquences des deux barrages-poids sont renseignées dans le tableau 4.1. Les formules utilisées pour le calcul des paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont présentées au chapitre 2.

#### 4.3.2 Résultats et discussions

Les figures 4.9 à 4.12 présentent les spectres de plancher dans les directions horizontale et verticale pour chaque barrage-poids et pour chaque cas de sollicitation. Les spectres de plancher horizontaux et verticaux de l'analyse dynamique par intégration directe construits pour les couples de fréquences ( $F_1-F_i$ ) de calcul de l'amortissement de Rayleigh des tableaux 4.4 et 4.5 sont comparés aux spectres de plancher dans les mêmes directions ayant convergé de l'analyse dynamique par superposition modale. Une procédure identique est suivie pour des

Tableau 4.4 Fréquence fondamentale  $F_1$ , couples de fréquences propres ( $F_1-F_i$ ) et masses modales effectives cumulées suivant X et Y du barrage-poids D1 avec les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  des amortissements proportionnels juste à la masse ou à la rigidité et de l'amortissement de Rayleigh correspondants

Barrage-poids D1								
Fréquence	$F_1(\alpha=0)$	$F_1(\beta=0)$	$F_1-F_2$	$F_1-F_3$	$F_1-F_4$	$F_1-F_5$	$F_1-F_{12}$	$F_1-F_{23}$
Masse modale X	(38%)	(38%)	(64%)	(69%)	(79%)	(85%)	(91%)	(94%)
Masse modale Y	(2%)	(2%)	(2%)	(62%)	(66%)	(70%)	(86%)	(90%)
$\alpha$	0.0000	6.7938	4.7658	5.0089	5.4767	5.8305	6.2243	6.4142
$\beta$	0.0015	0.0000	0.0004	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001

Tableau 4.5 Fréquence fondamentale  $F_1$ , couples de fréquences propres ( $F_1-F_i$ ) et masses modales effectives cumulées suivant X et Y du barrage-poids D2 avec les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  des amortissements proportionnels juste à la masse ou à la rigidité et de l'amortissement de Rayleigh correspondants

Barrage-poids D2								
Fréquence	$F_1(\alpha=0)$	$F_1(\beta=0)$	$F_1-F_2$	$F_1-F_3$	$F_1-F_4$	$F_1-F_5$	$F_1-F_{12}$	$F_1-F_{25}$
Masse modale X	(37%)	(37%)	(60%)	(66%)	(76%)	(83%)	(90%)	(94%)
Masse modale Y	(2%)	(2%)	(2%)	(60%)	(65%)	(65%)	(85%)	(91%)
$\alpha$	0.0000	2.9411	2.0033	2.1490	2.2838	2.4595	2.6644	2.7694
$\beta$	0.0034	0.0000	0.0011	0.0009	0.0008	0.0006	0.0003	0.0002

amortissements proportionnels juste à la masse ( $\beta=0$ ) ou à la rigidité ( $\alpha=0$ ) calculés avec les fréquences fondamentales ( $F_1$ ) des barrages-poids D1 et D2. Sur les figures 4.9 à 4.12, les spectres de plancher horizontaux et verticaux déduits de l'amortissement proportionnel à la masse sont désignés par  $F_1(\beta=0)$ , ceux calculés de l'amortissement proportionnel à la rigidité sont représentés par  $F_1(\alpha=0)$  et enfin les mêmes spectres déterminés de l'amortissement de Rayleigh sont nommés avec les couples de fréquences  $F_1$ - $F_i$  de calcul de l'amortissement de Rayleigh. Les spectres correspondants de l'analyse dynamique par superposition modale sont représentés par SM suivi entre parenthèse du nombre de modes ayant conduit à la convergence.

La comparaison des spectres de plancher du barrage-poids D1 des figures 4.9 et 4.10 calculés pour différents amortissements de Rayleigh, l'amortissement proportionnel à la rigidité et l'amortissement proportionnel à la masse montre que ces amortissements ont un effet significatif sur les amplitudes des spectres de plancher et ceci pour les 2 cas de sollicitation étudiés. Leur effet se concentre sur les fréquences de résonance correspondant aux fréquences propres de D1. Lorsque l'amortissement proportionnel à la rigidité est utilisé, les spectres de plancher horizontaux et verticaux ( $F_1(\alpha=0)$ ) des 3 séismes et des 2 cas de sollicitation se superposent aux spectres de plancher correspondants de l'analyse dynamique par superposition modale pour les pics relatifs à la fréquence fondamentale qui est de 10.81 Hz. Ces spectres de plancher sont sur-amortis par rapport à ceux de l'analyse dynamique par superposition modale pour les pics reliés à la deuxième fréquence propre dont la valeur est de 25.41 Hz. Quand l'amortissement est proportionnel à la masse, les spectres de plancher horizontaux et verticaux ( $F_1(\beta=0)$ ) sont toujours superposés à la fréquence fondamentale de D1 aux spectres de l'analyse dynamique par superposition modale. Cependant, à la fréquence associée au deuxième mode de D1, ils sont significativement sous-amortis. Lorsque l'amortissement de Rayleigh est celui utilisé dans l'analyse dynamique par intégration directe, selon les couples de fréquences, les spectres de plancher horizontaux et verticaux ( $F_1$ - $F_2$ ,  $F_1$ - $F_3$ ,  $F_1$ - $F_4$ ,  $F_1$ - $F_5$ ,  $F_1$ - $F_{12}$  et  $F_1$ - $F_{23}$ ) issus de cette analyse dynamique sont toujours superposés à ceux de l'analyse dynamique par superposition modale aux pics reliés à la fréquence fondamentale. Cela pour les 3 séismes et pour les 2 cas de sollicitation. Par contre, la comparaison de ces spectres à la deuxième fréquence propre à ceux de l'analyse dynamique par superposition modale montre qu'ils sont sous-amortis de façon croissante, commençant de la troisième paire de fréquences  $F_1$ - $F_4$  aux derniers couples de fréquences qui sont  $F_1$ - $F_{12}$  pour une sollicitation de D1 faite avec chaque composante horizontale des séismes et  $F_1$ - $F_{23}$  pour une excitation simultanée de D1 par les deux composantes horizontale et verticale de chaque séisme. Il est important de constater que pour la première paire de fréquence  $F_1$ - $F_2$ , les spectres de plancher



horizontaux et verticaux de la figure 4.9 sont superposés à ceux de l'analyse dynamique par superposition modale pour les 3 séismes et le cas de sollicitation considérant la composante horizontale seule de chaque séisme. Cette observation s'applique également pour la même paire de fréquences aux spectres de plancher horizontaux de la figure 4.10 (a), (c) et (e) et au spectre de plancher vertical de la figure 4.10 (b) tous déduits en sollicitant simultanément D1 par les deux composantes de chaque séisme. Toujours pour ce cas de sollicitation de D1, la deuxième paire de fréquences  $F_1$ - $F_3$  permet d'avoir les spectres de plancher verticaux de la figure 4.10 (d) et (f) parfaitement superposés à ceux correspondants de l'analyse dynamique par superposition modale. À la deuxième fréquence de D1, les spectres de plancher horizontaux et verticaux déduits des différents amortissements de Rayleigh sont au-dessus des spectres de plancher horizontaux et verticaux déterminés de l'amortissement proportionnel à la rigidité et en dessous des spectres de plancher horizontaux et verticaux calculés à partir de l'amortissement proportionnel à la masse comme illustré sur les figures 4.9 et 4.10. Lorsque la contribution au pic de résonance du deuxième mode est peu significative, l'effet des différents amortissements est moins marqué. Cela peut être constaté sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux des séismes de l'Imperial Valley et de Parkfield présentés aux figures 4.9 (a), (b), (c) et (d) et 4.10 (a), (b), (c) et (d).

En ce qui concerne le barrage-poids D2, les observations sur le barrage-poids D1 sont valables dans ce cas aussi bien pour le cas de superposition des spectres horizontaux et verticaux à ceux de l'analyse dynamique par superposition modale à la fréquence fondamentale qui est ici de 4.68 Hz que les cas de non superposition dus à un sur-amortissement (le cas de l'amortissement proportionnel à la rigidité), un sous-amortissement (le cas de l'amortissement proportionnel à la masse) ou des sous-amortissements croissants (les cas des amortissements de Rayleigh) à la fréquence de 10 Hz du deuxième mode. Ces constatations peuvent être visualisées sur les figures 4.11 et 4.12. Sur les mêmes figures, les pics de résonance supplémentaires constatés pour la fréquence de 12.70 Hz du troisième mode et celle de 16.26 Hz du quatrième mode subissent les mêmes effets des amortissements que la fréquence du deuxième mode. Comme pour le barrage-poids D1, aux fréquences du deuxième mode, du troisième mode et du quatrième mode, les spectres de plancher horizontaux et verticaux calculés pour les différents amortissements de Rayleigh sont encadrés par les spectres de plancher horizontaux et verticaux déterminés selon l'amortissement proportionnel à la rigidité et l'amortissement proportionnel à la masse comme illustrés sur les figures 4.11 et 4.12. Les couples de fréquences ( $F_1$ - $F_2$ ,  $F_1$ - $F_3$  et  $F_1$ - $F_4$ ), de mêmes noms que les spectres de plancher qui leur sont associés et incluant les 4 fréquences (4.68 Hz, 10 Hz, 12.70 Hz et 16.26 Hz) de D2 entrant en résonance, donnent des spectres de plancher dont les pics de résonance se superposent

aux pics correspondants de l'analyse dynamique par superposition modale. Cependant, une superposition parfaite sur toute la plage de fréquence de 0.001 Hz à 50 Hz n'est pas obtenue. Les spectres de plancher de l'analyse dynamique par intégration directe sont parfois sur une plage de fréquences au-dessus et sur une autre en dessous des spectres de plancher de l'analyse dynamique par superposition modale. Lorsque D2 est sollicité par seulement la composante horizontale des 3 séismes, les spectres de plancher horizontaux  $F_1-F_4$ ,  $F_1-F_3$  et  $F_1-F_5$  respectivement des séismes de l'Imperial Valley, de Parkfield et de Loma Prieta de la figure 4.11 (a), (c) et (e) sont ceux se superposant ou légèrement au-dessus des spectres de plancher de l'analyse dynamique par superposition modale. Pour le même cas de sollicitation, les spectres de plancher verticaux  $F_1-F_4$ ,  $F_1-F_2$  et  $F_1-F_4$  de la figure 4.11 (b), (d) et (f) dans le même ordre des séismes que précédemment sont ceux se superposant ou faiblement au-dessus des spectres de plancher correspondant de l'analyse dynamique par superposition modale. Quand D2 est sollicité simultanément par les composantes horizontale et verticale des séismes, les spectres de plancher horizontaux  $F_1-F_4$  de la figure 4.12 (a), (c) et (e) sont les spectres qui ont les mêmes amplitudes ou dépassent très peu les spectres de plancher équivalents de l'analyse dynamique par superposition modale. Enfin, les spectres de plancher verticaux  $F_1-F_3$ ,  $F_1-F_4$  et  $F_1-F_5$  de la figure 4.12 (b), (d) et (f) sont les spectres qui sont collés ou légèrement supérieurs aux spectres verticaux correspondants de l'analyse dynamique par superposition modale.

En l'absence de superposition parfaite des spectres de plancher de D2 entre les analyses dynamiques par intégration directe et par superposition modale sur la plage de fréquences de  $[0.001; 50]$  Hz, les spectres de plancher se superposant ou légèrement au-dessus des spectres de l'analyse par superposition modale sont ceux retenus. Un choix conservateur est ainsi fait. Ces spectres de plancher de même que ceux de D1 sont récapitulés dans les tableaux 4.6 et 4.7. Chaque spectre de plancher est suivi de l'écart maximal par rapport au spectre de plancher correspondant de l'analyse dynamique par superposition modale.

Lorsqu'un spectre de plancher de l'analyse dynamique par intégration directe se superpose sur toute la plage de fréquences de 0.001 Hz à 50 Hz sauf à une fréquence spécifique où il est en dessous de celui de l'analyse dynamique par superposition modale, ce spectre est retenu si l'écart est inférieur à 5%. Les écarts correspondants à ces cas sont négatifs dans les tableaux 4.6 et 4.7. Ils sont obtenus pour les 2 spectres de plancher verticaux ( $F_1-F_2$ ) déterminées des composantes horizontales seules de Loma Prieta pour D1 et de Parkfield pour D2, respectivement aux fréquences de 28 Hz (4.9 (f)) et de 24 Hz (4.11 (f)). Pour ces 2 spectres de plancher verticaux, l'écart est de  $-2\%$ . Aussi, un écart de  $-3\%$  à la fréquence de 39 Hz

(4.10 (e)) est accepté pour le spectre de plancher horizontal ( $F_1$ - $F_2$ ) de D1 déduit des deux composantes horizontale et verticale de Loma Prieta. Tous ces écarts sont plutôt insignifiants et leur effet sur un ouvrage annexe sera minime ou inexistant pour des fréquences propres inférieures à 24 Hz.

L'écart positif le plus élevé des écarts maximaux de D1 est de 1% dans le tableau 4.6, justifiant ainsi la superposition entre les spectres. Cependant, par rapport aux écarts positifs du barrage-poids D2, un écart maximal de 20% est constaté à 10 Hz (4.11 (e)) pour le spectre de plancher horizontal ( $F_1$ - $F_5$ ) déterminé de la composante horizontale du séisme de Loma Prieta. Pour le même séisme, quand D2 est sollicité simultanément par ses deux composantes, un écart de 19% à 12 Hz (4.12 (f)) est calculé pour le spectre de plancher vertical ( $F_1$ - $F_5$ ). Les autres écarts pour D2 sont inférieurs à 15%. Ces écarts maximaux sont situés à la fréquence de 10 Hz des spectres de plancher horizontaux et verticaux ( $F_1$ - $F_3$  et  $F_1$ - $F_4$ ) des figures 4.11 et 4.12.

Les amortissements de Rayleigh associés à chaque spectre de plancher horizontal et vertical de D1 et D2 renseignés dans les tableaux 4.6 et 4.7 sont ceux utilisés pour la détermination des spectres de plancher des modèles barrages-réservoir présentés dans la suite de ce chapitre.

Lorsque l'amortissement est proportionnel à la rigidité, le sur-amortissement constaté sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux  $F_1(\alpha=0)$  de D1 et D2 aux fréquences autres que leur fréquence fondamentale est justifié par le graphique de la figure 2.6 présentant la courbe de variation de l'amortissement modal quand l'amortissement visqueux est proportionnel à la rigidité. Cette courbe étant une droite linéaire, à l'exception du mode fondamental qui subit l'amortissement modal, tous les modes supérieurs sont sur-amortis. À l'opposé, la courbe de variation de l'amortissement modal quand l'amortissement visqueux est proportionnel à la masse de la figure 2.6 est une courbe décroissante. Ainsi, tous les modes supérieurs sont sous-amortis sauf le mode fondamental auquel est appliqué l'amortissement modal, d'où le sous-amortissement observé sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux  $F_1(\beta=0)$  des modes supérieurs de D1 et D2. Quand l'amortissement de Rayleigh est utilisé, seuls les modes de la paire de fréquences ayant servi aux calculs des paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  subissent l'amortissement modal. Les autres modes sont soit sur-amortis quand leur fréquence est en dehors de l'intervalle de la paire de fréquences soit sous-amortis à l'opposé. La figure 2.6 montre la courbe de variation de l'amortissement modal quand l'amortissement visqueux est celui de Rayleigh. Cela explique donc la superposition des pics de résonance des spectres de

plancher de D1 et D2 obtenus des deux méthodes d'analyse dynamique pour une ou deux fréquences engendrant la résonance et issues de chaque paire de fréquences propres considérées pour D1 et D2. L'amortissement de Rayleigh permet d'avoir des spectres de plancher identiques entre l'analyse dynamique par superposition modale et l'analyse dynamique par intégration directe, seulement quand la paire de fréquences choisie est celle des modes ayant une contribution quasiment intégrale à la détermination des spectres de plancher. Quand différents modes participent significativement au calcul des spectres de plancher, il devient difficile d'avoir des spectres de plancher de l'analyse dynamique par intégration directe qui se collent sur une certaine plage de fréquences à ceux de l'analyse dynamique par superposition modale comme cela est le cas du barrage-poids D2.

L'analyse des effets des différents amortissements sur les spectres de plancher des deux barrages-poids D1 et D2 a montré que tous ces amortissements peuvent être considérés quand seule la fréquence fondamentale de l'ouvrage annexe est utilisée. Sinon, les amortissements proportionnels à la rigidité et à la masse ne sont pas des choix judicieux car le premier sur-amortit les spectres de plancher alors que le deuxième les sous-amortit. L'amortissement de Rayleigh constitue le meilleur choix quand les fréquences supérieures sont d'intérêt. Cependant, une attention particulière doit être portée sur la définition des couples de fréquences. Plus les fréquences constituant chaque couple englobent un nombre important de modes significatifs et plus les spectres de plancher sont sous-amortis. Les observations faites sur les effets des différents amortissements sont indépendantes de la sollicitation effectuée.

#### 4.4 Étude sur la condition à l'infini du réservoir

Comme il a été présenté au chapitre 2 et dans la section traitant des conditions aux limites du chapitre 3, la modélisation de l'interaction barrage-réservoir par la méthode des éléments finis demande de tronquer le réservoir à une distance  $L_r$ . Sur la face amont du réservoir sont ensuite placés des éléments finis fluides infinis permettant de modéliser un réservoir infini. Il convient de s'assurer que la longueur  $L_r$  du réservoir est suffisamment importante pour empêcher la non réflexion des ondes dans le réservoir à l'infini. La technique courante consiste à utiliser différentes longueurs de réservoir et à vérifier la convergence des réponses dynamiques en fonction de ces longueurs. Le réservoir est considéré compressible. Avec un coefficient d'absorption des ondes  $\alpha = 1$ , il est très difficile d'avoir la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux pour tous les 3 séismes considérés. Ainsi, dans ce projet de recherche, un coefficient d'absorption des ondes  $\alpha = 0.95$  est choisi.

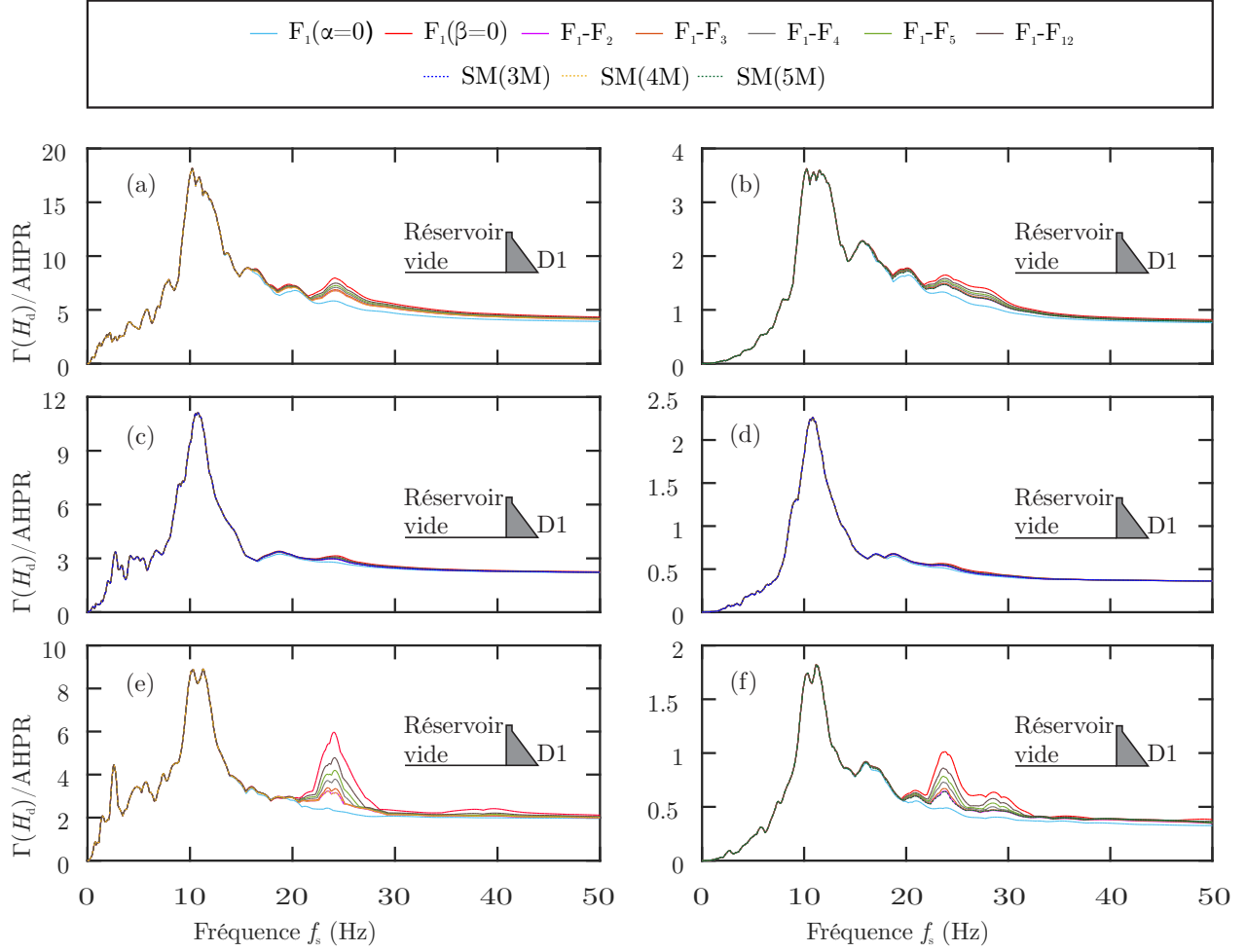


Figure 4.9 Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec chaque composante horizontale seule des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale

Pour ce travail de recherche, des longueurs  $L_r$  de  $5H_r$ ,  $10H_r$ ,  $20H_r$ ,  $30H_r$ ,  $40H_r$ ,  $50H_r$  et  $60H_r$  sont considérées. La convergence des spectres de plancher dans les directions horizontale et verticale pour chaque séisme et chaque cas de sollicitation des deux barrages-poids est étudiée. Pour rappel, un cas de sollicitation équivaut à une excitation des barrages-poids par une

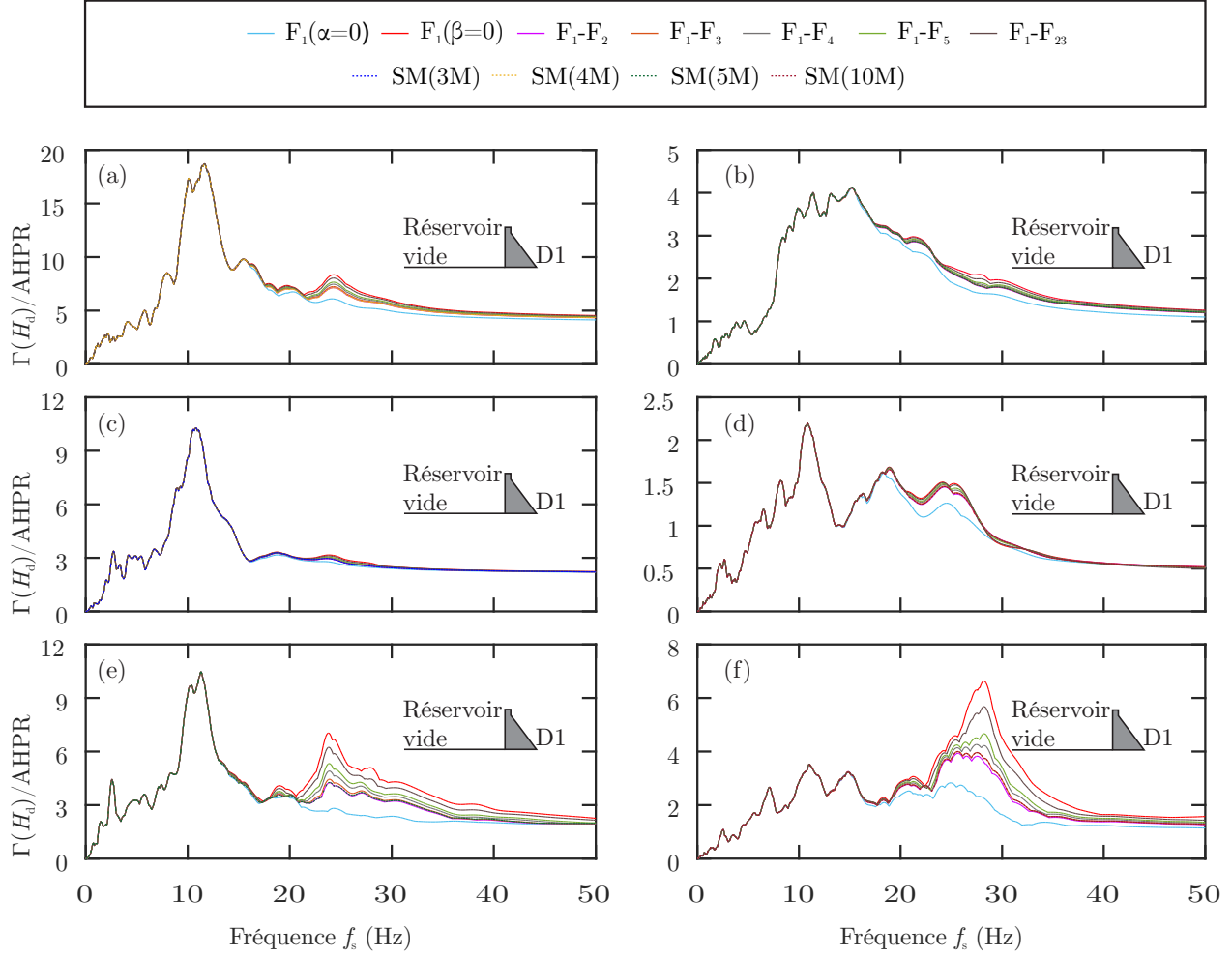


Figure 4.10 Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquée simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale

composante des séismes ou simultanément par les deux composantes des séismes. Lorsque les barrages sont sollicités juste par la composante horizontale des séismes, la longueur de  $5H_r$  est suffisante pour obtenir la convergence. Cela est confirmé par la longueur de  $10H_r$ . Cependant, quand une sollicitation simultanée des barrages par les composantes horizontale et verticale des séismes est considérée, une longueur de  $50H_r$  du réservoir est nécessaire

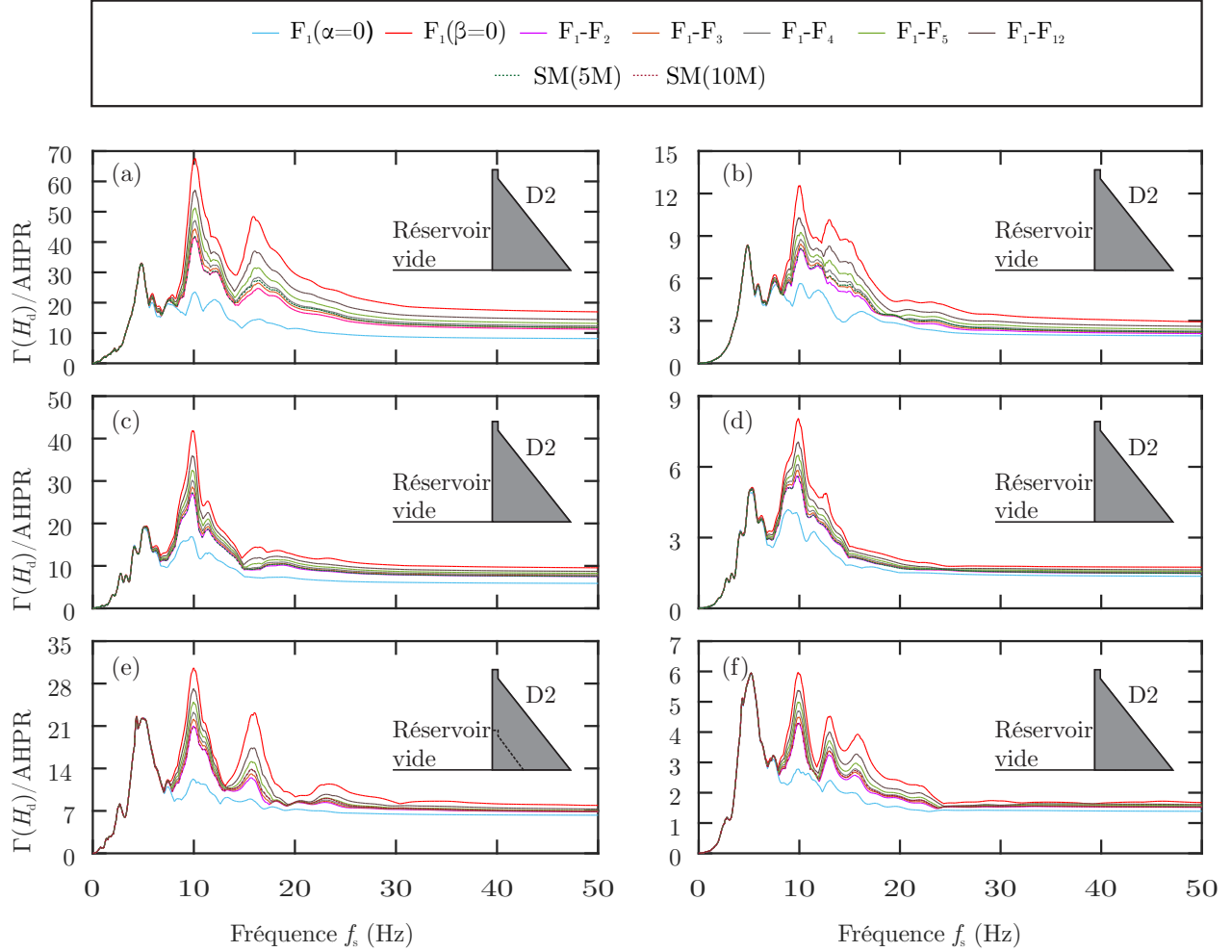


Figure 4.11 Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec chaque composante horizontale seule des 3 séismes appliquée : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale

pour obtenir la convergence. Les spectres de plancher déterminés pour une longueur de  $60H_r$  viennent confirmer la convergence. Tandis que ceux déterminés pour une longueur de  $5H_r$  dans ce cas de sollicitation montrent qu'une longueur plus importante est requise.

Pour des raisons de simplification, seuls les spectres déduits des longueurs permettant de va-

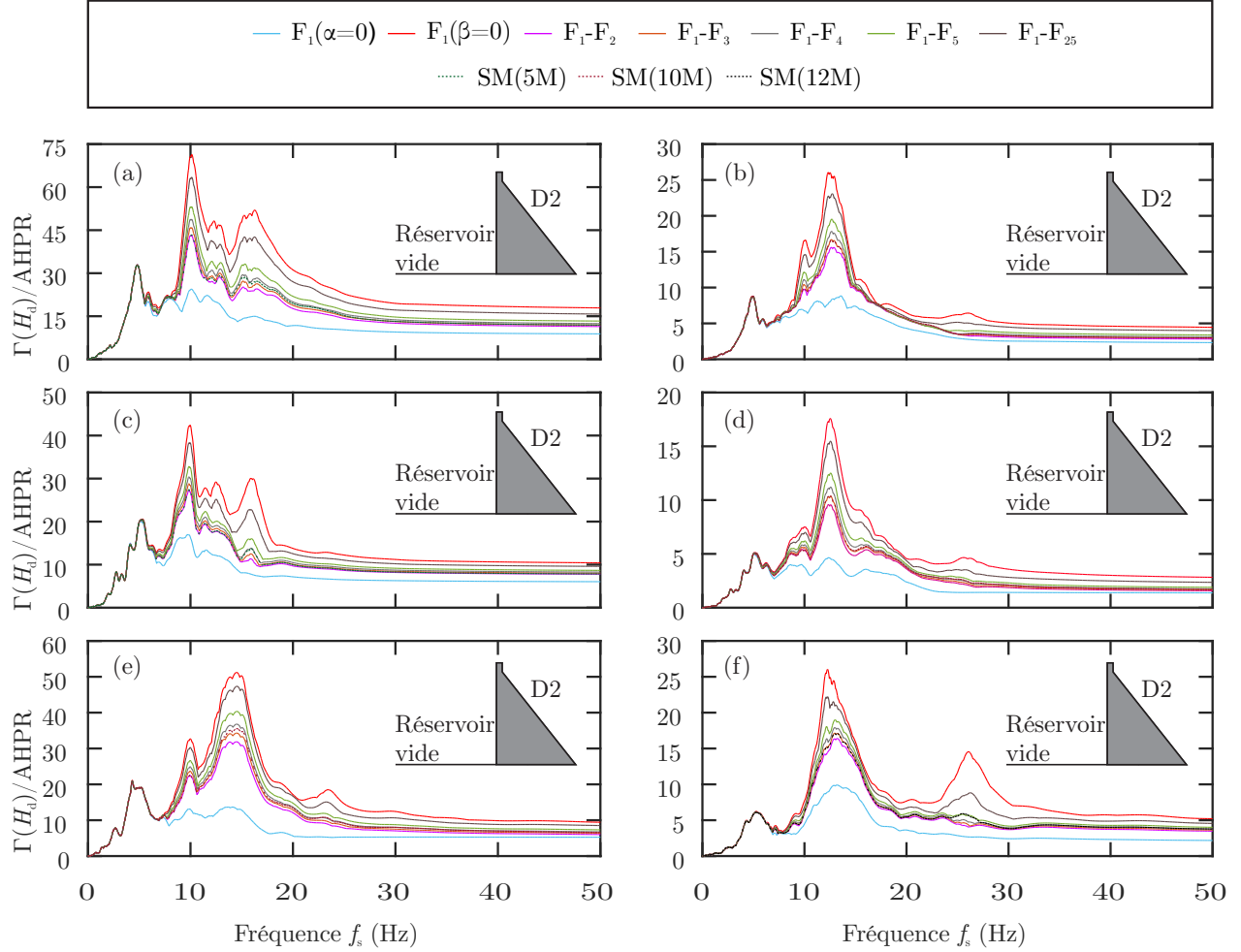


Figure 4.12 Effets de l'amortissement de Rayleigh selon les couples de fréquences de calcul et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2 obtenus de l'analyse dynamique par intégration directe avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes appliquée simultanément : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux comparés au spectre de plancher horizontal de référence de l'analyse dynamique par superposition modale (SM) ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux comparés au spectre de plancher vertical de référence de l'analyse dynamique par superposition modale

luder leur convergence pour tous les séismes sont présentés dans ce mémoire. Il est néanmoins important de noter que la vérification de la convergence des résultats selon la longueur du réservoir doit se faire pour chaque séisme. Selon le séisme considéré, la longueur de convergence peut être plus ou moins importante. Les longueurs de  $5H_r$  et de  $50H_r$  respectivement pour une sollicitation des barrages-poids avec la composante horizontale seule et simultanée-



Tableau 4.6 Récapitulatif des spectres de plancher horizontaux et verticaux choisis de l'analyse dynamique par intégration directe des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D1 par chacun des 3 séismes utilisés et écarts maximaux entre ces spectres et ceux de l'analyse dynamique par superposition modale

Barrage-poids D1				
Séisme	Composante horizontale		Composantes horizontale et verticale	
	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical
Imperial Valley (1940)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (0.1%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (1%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (0.3%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (1%)
Parkfield (1966)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (0.1%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (0.5%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (0%)	F <sub>1</sub> -F <sub>3</sub> (0.4%)
Loma Prieta (1989)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (1%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (-2%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (-3%)	F <sub>1</sub> -F <sub>3</sub> (0.6%)

ment avec les deux composantes des séismes sont celles permettant d'avoir la convergence des spectres dans les directions horizontale et verticale pour tous les séismes étudiés.

Le tableau 4.8 montre les valeurs numériques des différentes longueurs utilisées pour les études de convergence sur la longueur de troncature des réservoirs des barrages-poids D1 et D2. Les figures 4.13 et 4.14 contiennent les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D1 et de son réservoir obtenus pour les longueurs de convergence d'une part de  $5H_r$  et de  $10H_r$  et d'autre part de  $5H_r$ , de  $50H_r$  et de  $60H_r$ . À la figure 4.13, le système barrage-réservoir de D1 est soumis à sa base à la sollicitation de la composante horizontale seule des 3 séismes. Par contre sur la figure 4.14 il est soumis simultanément aux composantes horizontales et verticales des 3 séismes. Les figures 4.15 et 4.16 présentent les mêmes spectres de plancher selon les mêmes longueurs de réservoir pour le barrage-poids D2 et son réservoir soumis aux mêmes chargements sismiques. Par les 4 figures, il est possible de constater que lorsque les systèmes barrage-réservoir sont sollicités simultanément par les composantes horizontale et verticale d'un séisme, une longueur plus importante du réservoir

Tableau 4.7 Récapitulatif des spectres de plancher horizontaux et verticaux choisis de l'analyse dynamique par intégration directe des 2 cas de sollicitation du barrage-poids D2 par chacun des 3 séismes utilisés et écarts maximaux entre ces spectres et ceux correspondants de l'analyse dynamique par superposition modale

Barrage-poids D2				
Séisme	Composante horizontale		Composantes horizontale et verticale	
	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical	Spectre de plancher horizontal	Spectre de plancher vertical
Imperial Valley (1940)	F <sub>1</sub> -F <sub>4</sub> (13%)	F <sub>1</sub> -F <sub>4</sub> (14%)	F <sub>1</sub> -F <sub>4</sub> (13%)	F <sub>1</sub> -F <sub>3</sub> (6%)
Parkfield (1966)	F <sub>1</sub> -F <sub>3</sub> (6%)	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub> (-2%)	F <sub>1</sub> -F <sub>4</sub> (12%)	F <sub>1</sub> -F <sub>4</sub> (10%)
Loma Prieta (1989)	F <sub>1</sub> -F <sub>5</sub> (20%)	F <sub>1</sub> -F <sub>4</sub> (12%)	F <sub>1</sub> -F <sub>4</sub> (12%)	F <sub>1</sub> -F <sub>5</sub> (19%)

est requise pour avoir la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux.

Tableau 4.8 valeurs numériques des différentes longueurs utilisées pour les études de convergence sur la longueur de troncature des réservoirs des barrages-poids D1 et D2

Longueur $L_r$ en fonction de $H_r$	$5H_r$	$10H_r$	$20H_r$	$30H_r$	$40H_r$	$50H_r$	$60H_r$
Valeur de $L_r$ (m)	D1 160	320	640	960	1280	1600	1920
	D2 430	860	1720	2580	3440	4300	5160

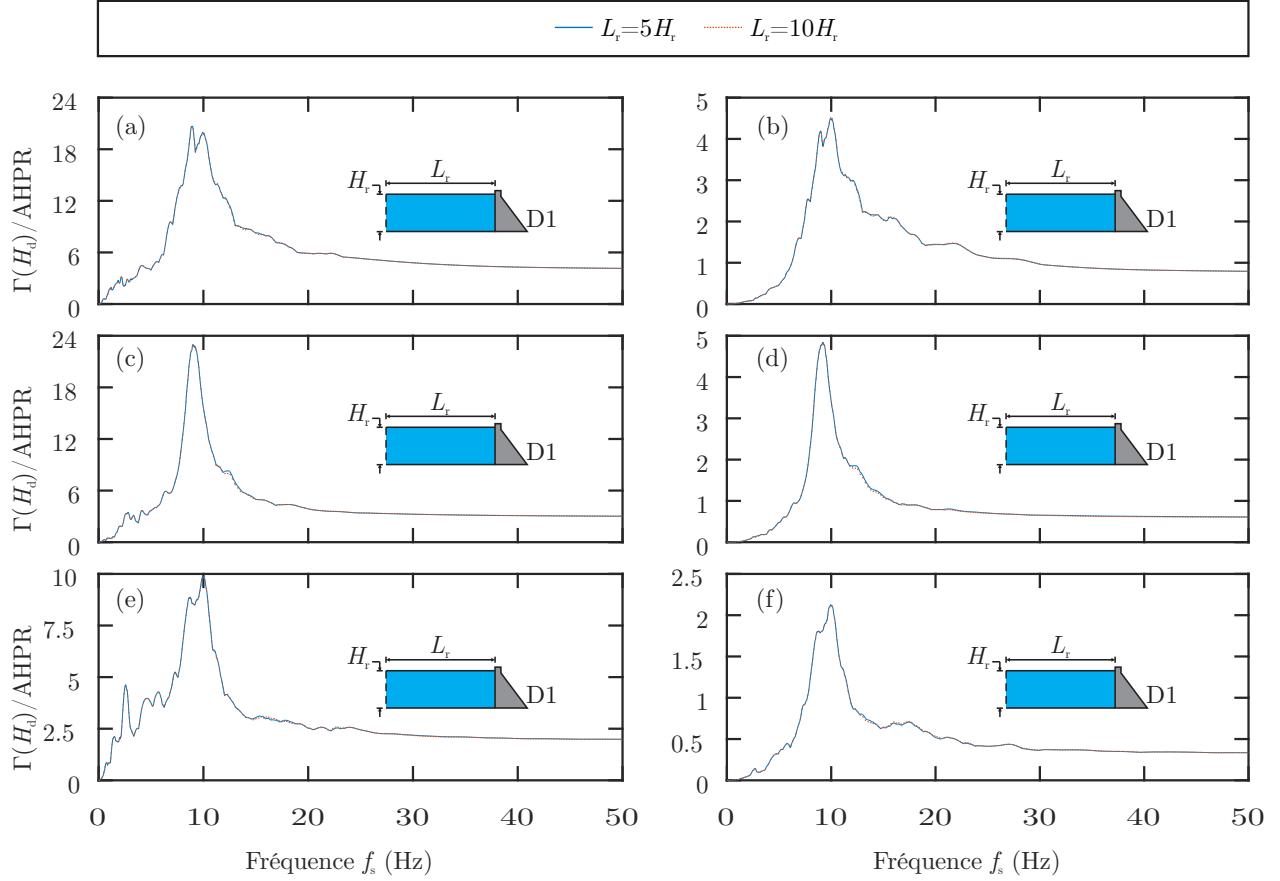


Figure 4.13 Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature  $L_r$  du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D1 soumis à la composante horizontale seule des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

#### 4.5 Effets de la composante verticale sur les modèles de barrages seuls et les modèles barrages-réservoirs

L'objectif de cette section est de comparer les spectres de plancher horizontaux et verticaux à la crête de chaque barrage-poids D1 et D2 obtenus d'une part en les sollicitant juste avec la composante horizontale de chacun des 3 séismes de la figure 3.6 et d'autre part en les sollicitant simultanément avec les 2 composantes horizontale et verticale des mêmes séismes. De plus, une comparaison des accélérations spectrales maximales ( $\Gamma(y)$ ) des spectres de plancher horizontaux et verticaux obtenus des 2 cas de sollicitation est réalisée pour D1 et D2. Les accélérations spectrales maximales sont prises à chaque position ( $y$ ) des nœuds centraux

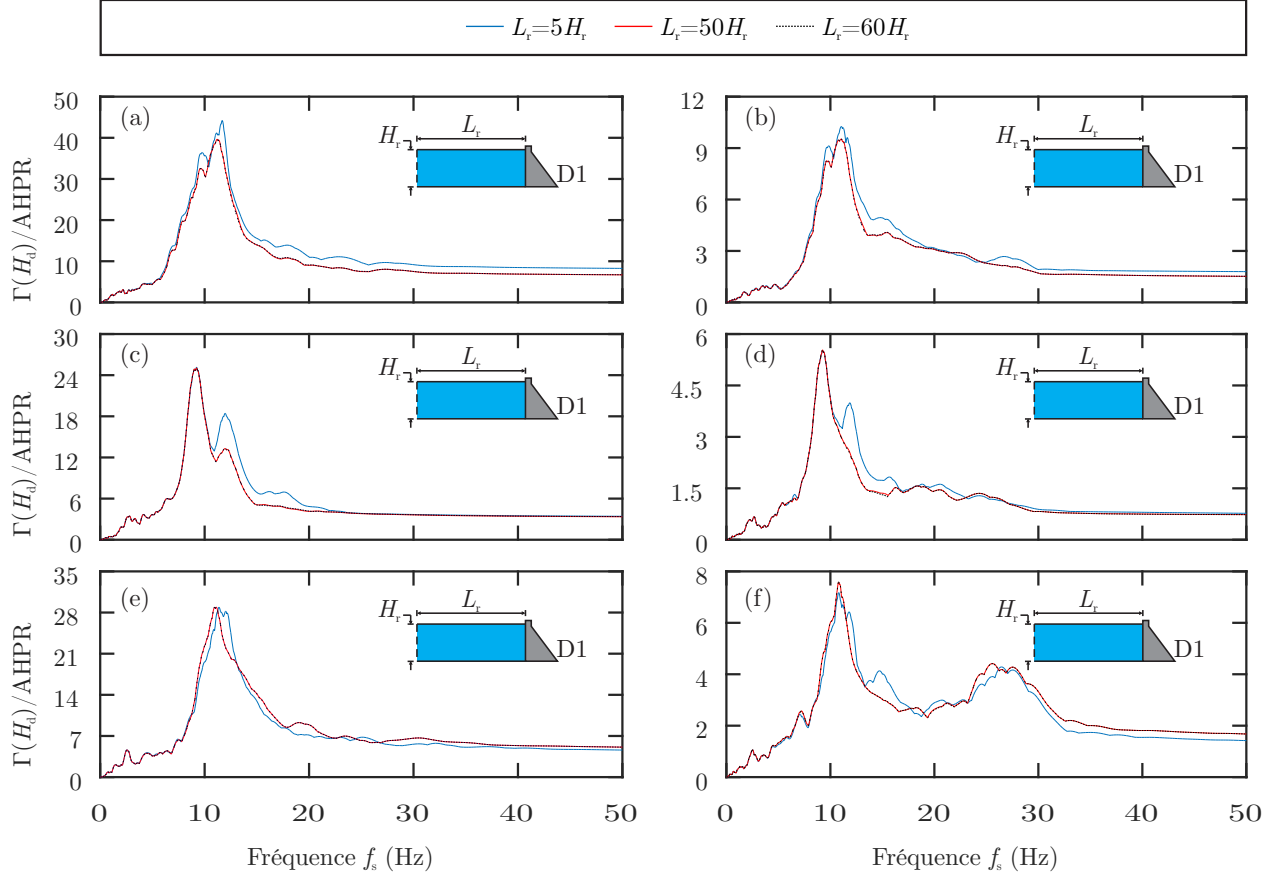


Figure 4.14 Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature  $L_r$  du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D1 soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

de D1 et D2 et suivant toute leur hauteur ( $H_d$ ). Les segments AB et BC présentés sur les figures 3.2, 3.3, 3.4 et 3.5 joignent les nœuds centraux de D1 et D2. Pour l'estimation de l'amplification spectrale, chaque accélération spectrale maximale est rendue adimensionnelle en la rapportant à l'accélération horizontale de pointe au rocher (AHPR) du séisme duquel elle est calculée. Les courbes les illustrant représentent les ratios ( $y/H_d$ ) en fonction de l'amplification maximale des spectres de plancher ( $\Gamma(y)/AHPR$ ). Enfin, les ratios ( $V/H$ ) des spectres de plancher verticaux (V) sur les spectres de plancher horizontaux (H) à la crête de D1 et D2 déterminés du cas de sollicitation incluant les deux composantes de chacun des 3 séismes sont comparés aux ratios ( $V/H$ ) des spectres de réponse de ces séismes. Les 2 premières comparaisons effectuées sont dans le but d'étudier les effets de la composante verticale des 3

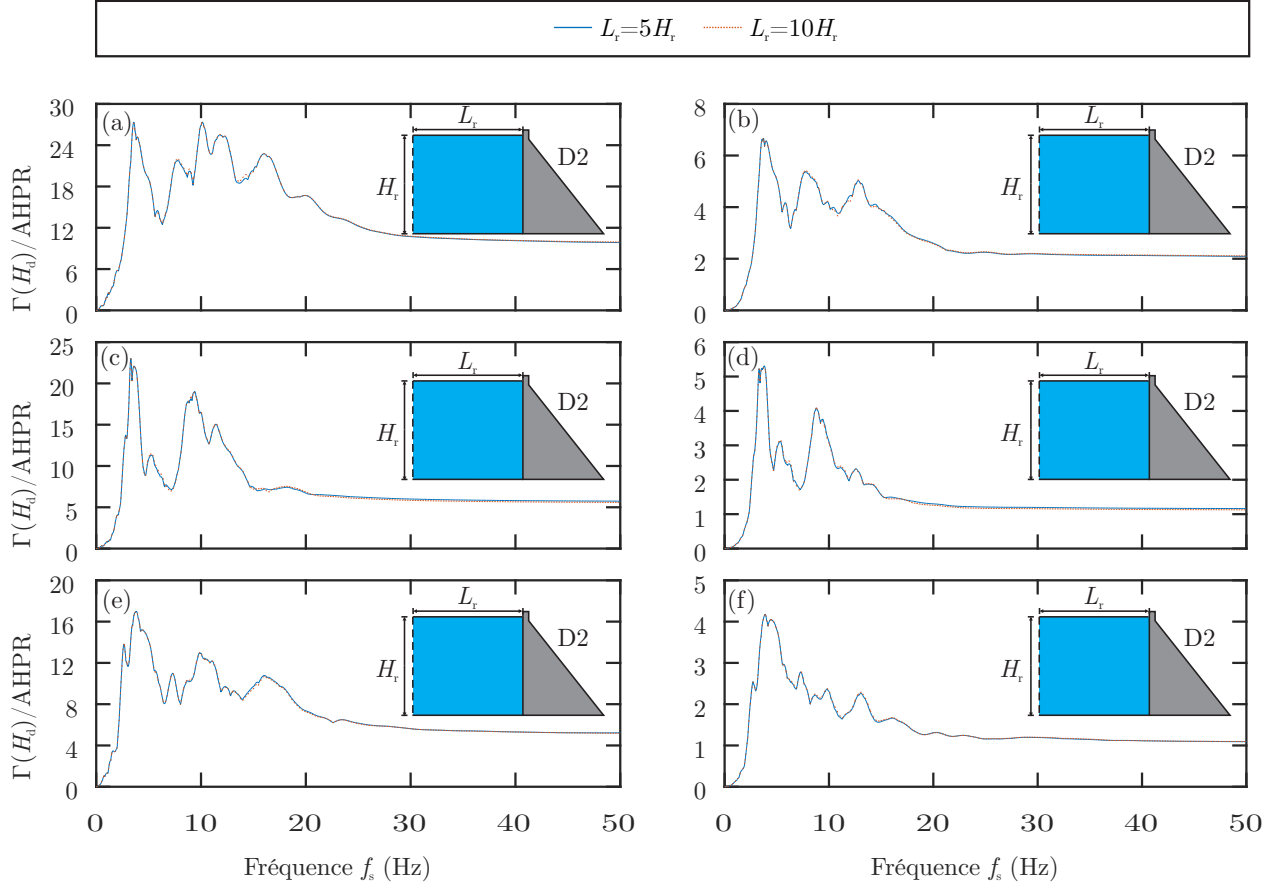


Figure 4.15 Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature  $L_r$  du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D2 soumis à la composante horizontale seule des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

séismes aussi bien sur les spectres de plancher horizontaux que sur les spectres de plancher verticaux. La dernière comparaison vise à évaluer les variations des ratios  $(V/H)$  entre la base et la crête des barrages-poids. Les résultats spectraux des barrages-poids seuls sont d'abord étudiés. Ensuite, ceux des modèles barrages-réservoirs avec une eau compressible sont analysés. En outre, les résultats des modèles barrages-réservoirs avec une eau incompressible et les masses ajoutées de Westergaard sont aussi étudiés. Les effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sont analysés ici en comparant les résultats spectraux de chacun des barrages-poids seuls avec ceux de tous les modèles barrages-réservoirs étudiés. Enfin, pour un réservoir avec une eau compressible, les effets de l'absorption des ondes de compression au fond du réservoir par les sédiments sont aussi étudiés pour différentes valeurs du coefficient d'absorption des

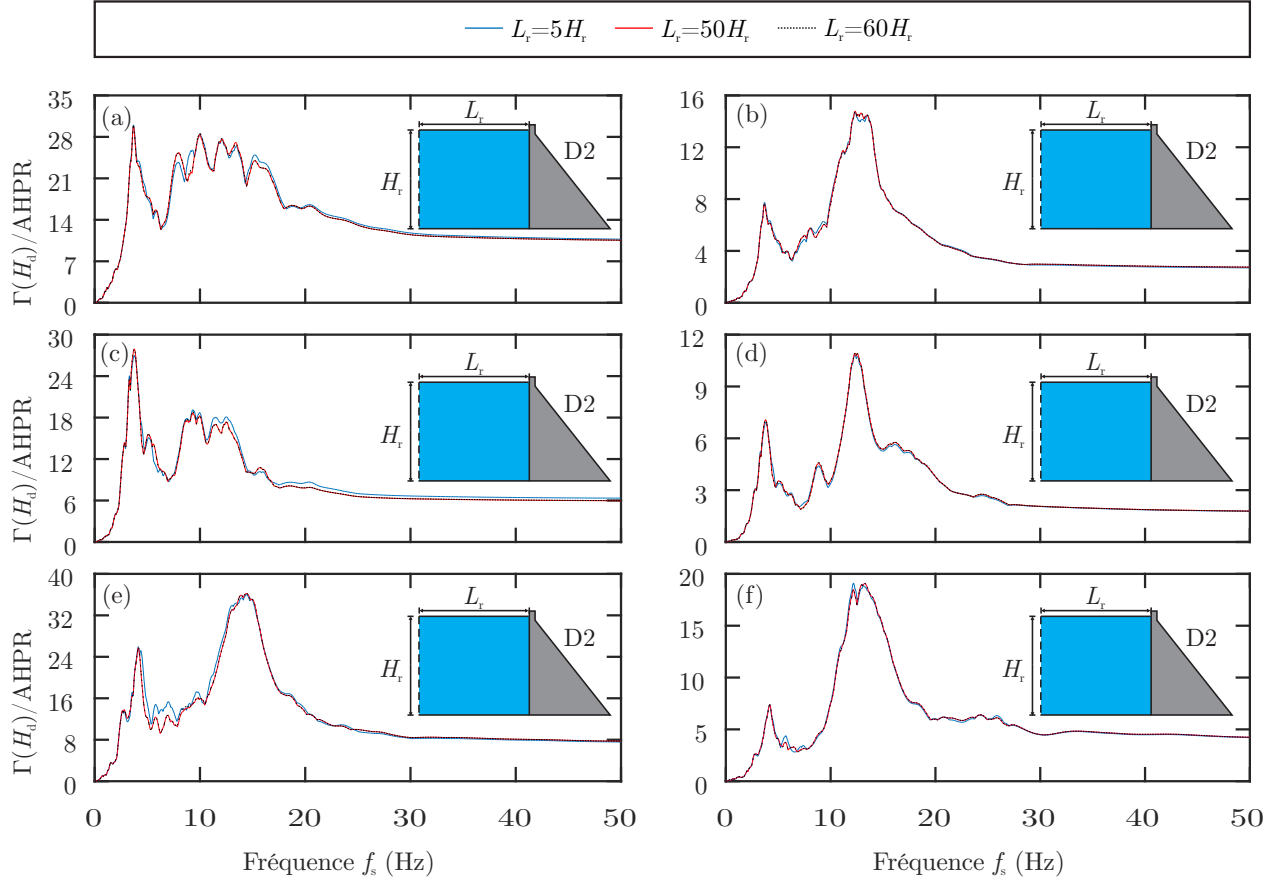


Figure 4.16 Vérification de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature  $L_r$  du réservoir compressible ( $\alpha = 0.95$ ) du barrage-poids D1 soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989) ; (a), (c) et (e) : Spectres de plancher horizontaux ; (b), (d) et (f) : Spectres de plancher verticaux

ondes  $\alpha$ . Les effets de la compressibilité et de l'absorption des ondes sont observés seulement lorsque les barrages-poids sont sollicités simultanément par les composantes horizontale et verticale des séismes étudiés.

#### 4.5.1 Effets de la composante verticale sur les barrages seuls

Les deux barrages-poids D1 et D2 sont choisis en vue d'observer, en plus des effets de la composante verticale des 3 séismes utilisés, les effets liés à leur géométrie dont la différence réside essentiellement dans leur hauteur. Les 2 barrages-poids D1 et D2 ont des fruits à l'aval similaires qui sont respectivement de 0.75 et 0.8. Les géométries des barrages-poids sont pré-

sentées sur la figure 3.1. Les spectres de plancher retenus des études comparatives entre les analyses dynamiques par superposition modale et par intégration directe sont ceux considérés. Aussi, les résultats des accélérations spectrales maximales suivant les hauteurs des barrages-poids ont été calculés en considérant les mêmes amortissements de Rayleigh que ceux des spectres retenus des analyses dynamiques temporelles comparatives. Cette observation est valable pour les deux sections suivantes. Les spectres de plancher et les accélérations spectrales maximales sont présentés par direction pour les deux barrages-poids. Aussi, les ratios  $(V/H)$  des spectres de réponse au sol et des spectres de plancher à la crête des barrages-poids sont aussi représentés pour les deux barrages sur le même graphique. Cette dernière observation s'applique également aux deux sections suivantes.

Les figures 4.17 et 4.18 présentent respectivement les spectres de plancher horizontaux et verticaux au centre de la crête de chaque barrage-poids déterminés chacun d'une part pour une sollicitation réalisée juste avec la composante horizontale de chacun des 3 séismes et d'autre part pour une sollicitation simultanée avec les 2 composantes horizontale et verticale de chaque séisme. Les figures 4.19 et 4.20 présentant les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant les hauteurs de D1 et D2 sont construites en suivant également le même raisonnement. Enfin, la même procédure est adoptée pour les ratios des spectres de plancher verticaux et horizontaux illustrées sur la figure 4.21.

Les spectres de plancher horizontaux de la figure 4.17 (a), (b), (c) et (d) obtenus des 2 cas de sollicitation de D1 et D2 par les séismes de l'Imperial Valley et Parkfield sont quasiment collés pour les deux barrages-poids sur la plage de fréquences de  $[0.001; 50]$  Hz. Cette constatation est aussi vérifiée pour les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux de la figure 4.19 (a), (b), (c) et (d). L'inclusion de la composante verticale des séismes engendre parfois une diminution de l'amplification spectrale comme il est constaté au pic de résonance autour de 10 Hz de la figure 4.17 (c) pour le barrage-poids D1 soumis au séisme de Parkfield. La figure 4.19 (c) montre que l'écart naît à partir de la mi-hauteur de D1 pour atteindre sa valeur la plus importante à la crête. Quant aux spectres de plancher horizontaux de D1 et D2 soumis aux séismes de Loma Prieta, la prise en compte de la composante verticale du séisme a un effet sur les spectres de plancher. Son effet est davantage visible sur les figures 4.17 (f) et 4.19 (f). La composante verticale des séismes influe très peu sur l'amplification de l'accélération horizontale absolue maximale au centre de la crête des barrages-poids. De plus, les écarts les plus significatifs sont constatés pour le séisme de Loma Prieta.

Pour ce qui est des spectres de plancher verticaux, la sollicitation simultanée de D1 et D2 par les 2 composantes de chacun des 3 séismes amplifient plus les spectres de plancher verticaux (figure 4.18) de même que les amplifications maximales (figure 4.20) des spectres de plancher suivant la hauteur des barrages-poids D1 et D2, comparativement à ceux déterminés par une sollicitation unique de D1 et D2 par la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes. Ces spectres de plancher des séismes de l'Imperial Valley et de Parkfield pour le barrage-poids D1, à la figure 4.18 (a) et (c) sont presque superposés aux pics de résonance situés autour de 10 Hz. Le spectre de plancher vertical calculé pour le séisme de Parkfield avec ses deux composantes horizontale et verticale appliquées simultanément à D1 se trouve être en dessous du spectre de plancher vertical déterminé de la seule composante horizontale du même séisme. Cela s'observe également à partir de 3/4 de la hauteur de D1 à la figure 4.20 (c) des amplifications maximales des spectres de plancher verticaux. Les écarts des spectres de plancher verticaux de la figure 4.18 (b), (d), (e) et (f) sont très importants pour le barrage-poids D1 soumis au séisme de Loma Prieta et pour le barrage-poids D2 soumis respectivement aux séismes de l'Imperial valley, de Parkfield et de Loma Prieta. Comparativement aux spectres de plancher horizontaux des écarts importants sont constatés à l'infini (50 Hz) pour les spectres de plancher verticaux de D1 et D2 obtenus des 3 séismes. Des observations précédentes, il peut être déduit que la composante verticale des séismes amplifie de façon significative l'accélération verticale absolue maximale à la crête des barrages-poids D1 et D2. Aussi, le séisme de Loma Prieta constitue le séisme qui présente les écarts les plus importants pour D1 et D2.

La comparaison des ratios  $V/H$  des spectres de réponse des 3 séismes aux spectres de plancher correspondants pour chaque séisme montre que les ratios des spectres de plancher sont principalement en dessous des ratios des spectres de réponse des séismes et ceci pour les 2 barrages-poids D1 et D2.

Les pics de résonance constatés sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux de D1 et D2 des figures 4.17 et 4.18 sont situés principalement à des fréquences qui sont identiques aux fréquences propres des barrages-poids D1 et D2 comme il a été présenté dans la section de l'analyse dynamique par superposition modale. La structure annexe de chaque barrage-poids entre donc en résonance avec ce dernier. Lorsque la sollicitation de D2 est réalisée simultanément avec les composantes horizontale et verticale du séisme de Loma Prieta, une forte amplification du spectre de plancher horizontal est constatée à la figure 4.17 (f). Cette amplification peut être justifiée par le fait que la composante verticale de Loma Prieta entre en résonance avec D2 autour de la fréquence de 12 Hz. Le barrage-poids D2 à son tour entre en



résonance avec la structure annexe autour de la fréquence de 12 Hz. L'analyse des propriétés dynamiques de D2 a montré que les masses modales effectives cumulées dans les directions horizontale et verticale sont au moins de 60% à la fréquence propre de 12.70 Hz de D2. Ces valeurs importantes des masses modales effectives cumulées en plus de la résonance font que la composante verticale de Loma Prieta engendre des amplifications importantes pour les spectres de plancher horizontal et vertical de D2 présentés sur les figures 4.17 (f) et 4.18 (f).

De toutes ces observations sur le comportement des spectres de plancher selon que l'excitation est réalisée juste avec la composante horizontale seule des 3 séismes ou simultanément avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes, il ressort que la composante verticale de ces 3 séismes peut affecter aussi bien les spectres de plancher horizontaux que les spectres de plancher verticaux des barrages-poids D1 et D2. Son effet est généralement plus prépondérant sur les spectres de plancher verticaux. Parfois, l'inclusion de la composante verticale du séisme dans l'analyse peut conduire à des spectres de plancher horizontaux et verticaux non conservateurs sur toute la plage de fréquences de calcul de ces spectres. Cette observation est d'autant plus importante que tous les séismes comprennent une composante verticale. De plus, la composante verticale a un effet insignifiant sur les accélérations horizontales absolues maximales au centre de la crête de D1 et D2. Cependant, il amplifie les accélérations verticales absolues maximales au centre de la crête de D1 et D2. Aussi, l'effet de la composante verticale sur les spectres de plancher horizontaux dépend du séisme et aussi de la géométrie du barrage-poids. Son effet peut devenir important quand elle entre en résonance avec le barrage-poids à une fréquence pouvant être aussi celle de la résonance entre le barrage-poids et la structure annexe.

#### **4.5.2 Effets de la composante verticale sur les modèles barrages-réservoirs avec une eau compressible**

À la suite des études des effets de la composante verticale sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux des barrages-poids seuls, la prise en compte de l'interaction fluide-structure est étudiée en considérant les éléments finis fluides présentés plus tôt. Dans cette section, chaque barrage-poids est dorénavant constitué de son réservoir avec une eau compressible. Un coefficient d'absorption des ondes  $\alpha = 0.95$  est considéré.

Les figures 4.22 et 4.23 présentent respectivement les comparaisons des spectres de plancher horizontaux et verticaux au centre de la crête de chaque modèle barrage-réservoir avec une eau compressible. Les spectres de plancher sont déterminés selon les deux cas de sollicitation.

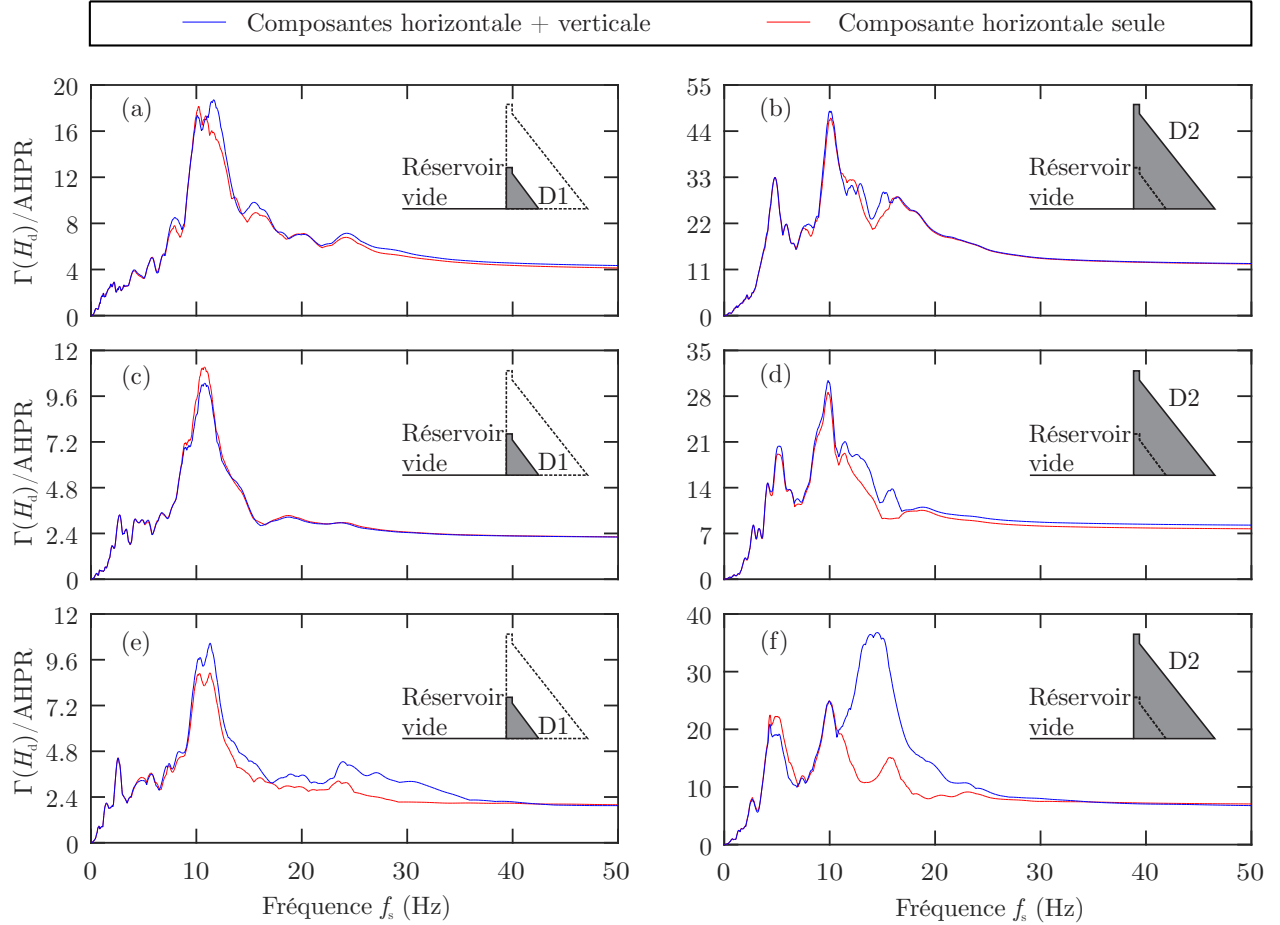


Figure 4.17 Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

Les figures 4.24 et 4.25 contenant les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant les hauteurs de D1 et D2 sont construites en suivant également un raisonnement similaire. Pour finir, la même procédure est adoptée pour les ratios des spectres de plancher verticaux et horizontaux illustrés sur la figure 4.26.

La comparaison des spectres de plancher horizontaux de la figure 4.22 (a) et (e) montre une forte amplification des spectres de plancher horizontaux des séismes de l'Imperial Valley et de Loma Prieta autour de la fréquence de 10 Hz quand le modèle barrage-réservoir de D1 est sollicité simultanément par les 2 composantes de ces séismes. Cela peut également s'observer à travers les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux de ces mêmes

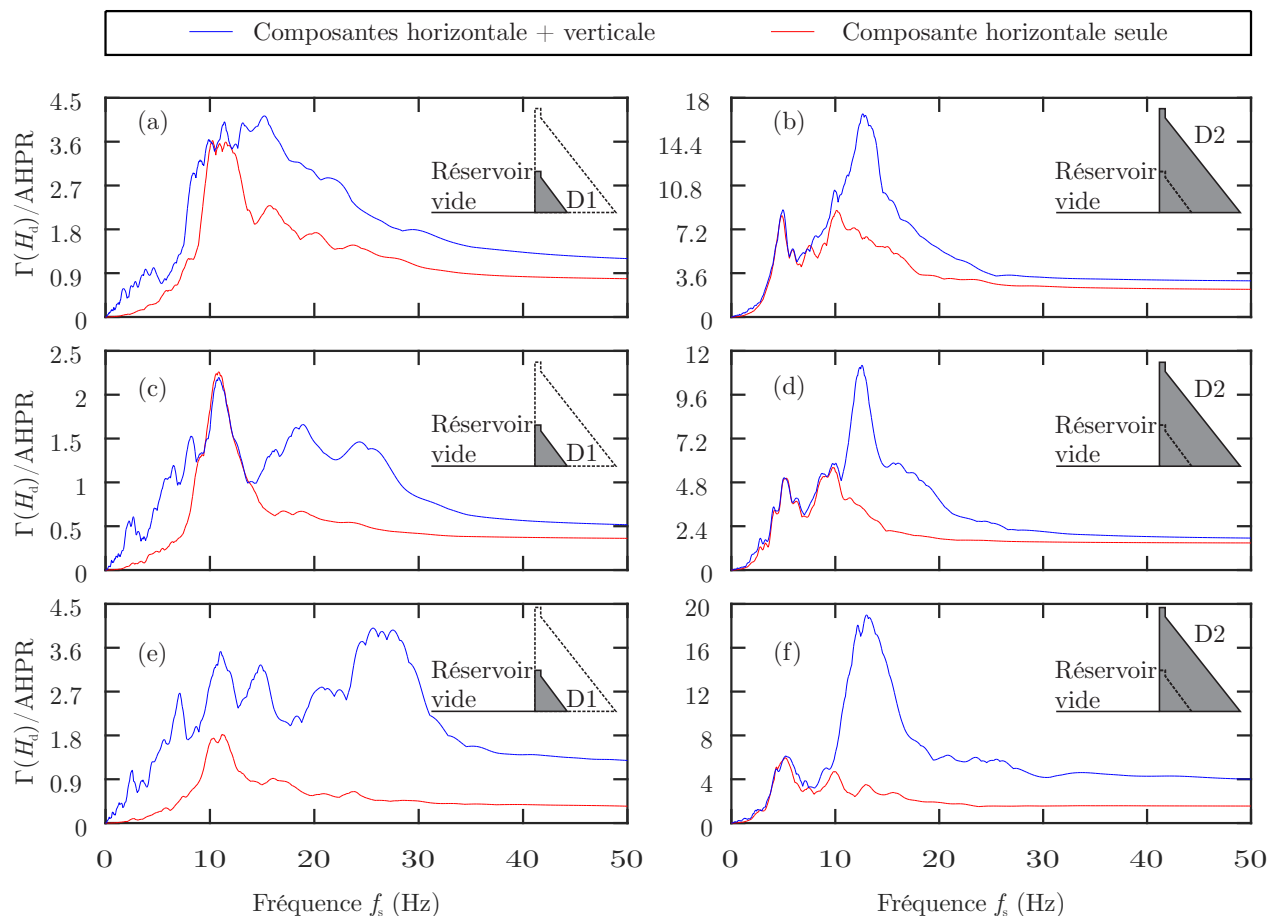


Figure 4.18 Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

séismes sur la figure 4.24 (a) et (e). Quant aux spectres de plancher horizontaux du séisme de Parkfield de la figure 4.22 (c), ils sont quasiment superposés et ceci est aussi constaté pour les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux suivant la hauteur de D1 à la figure 4.24 (c). Pour ce qui concerne le modèle barrage-réservoir de D2, les spectres de plancher horizontaux obtenus des séismes de l'Imperial Valley et de Parkfield pour les 2 cas de sollicitation sont très proches comme le montre les figures 4.22 (b) et (d) et 4.24 (b) et (d). À l'instar de l'amplification constatée pour le spectre de plancher horizontal de D2 sans réservoir déterminé en sollicitant D2 par les deux composantes horizontale et verticale du séisme de Loma Prieta, une amplification similaire est aussi constatée pour le modèle barrage-réservoir de D2 comme cela peut être visualisé sur les figures 4.22 (f) et 4.24 (f).

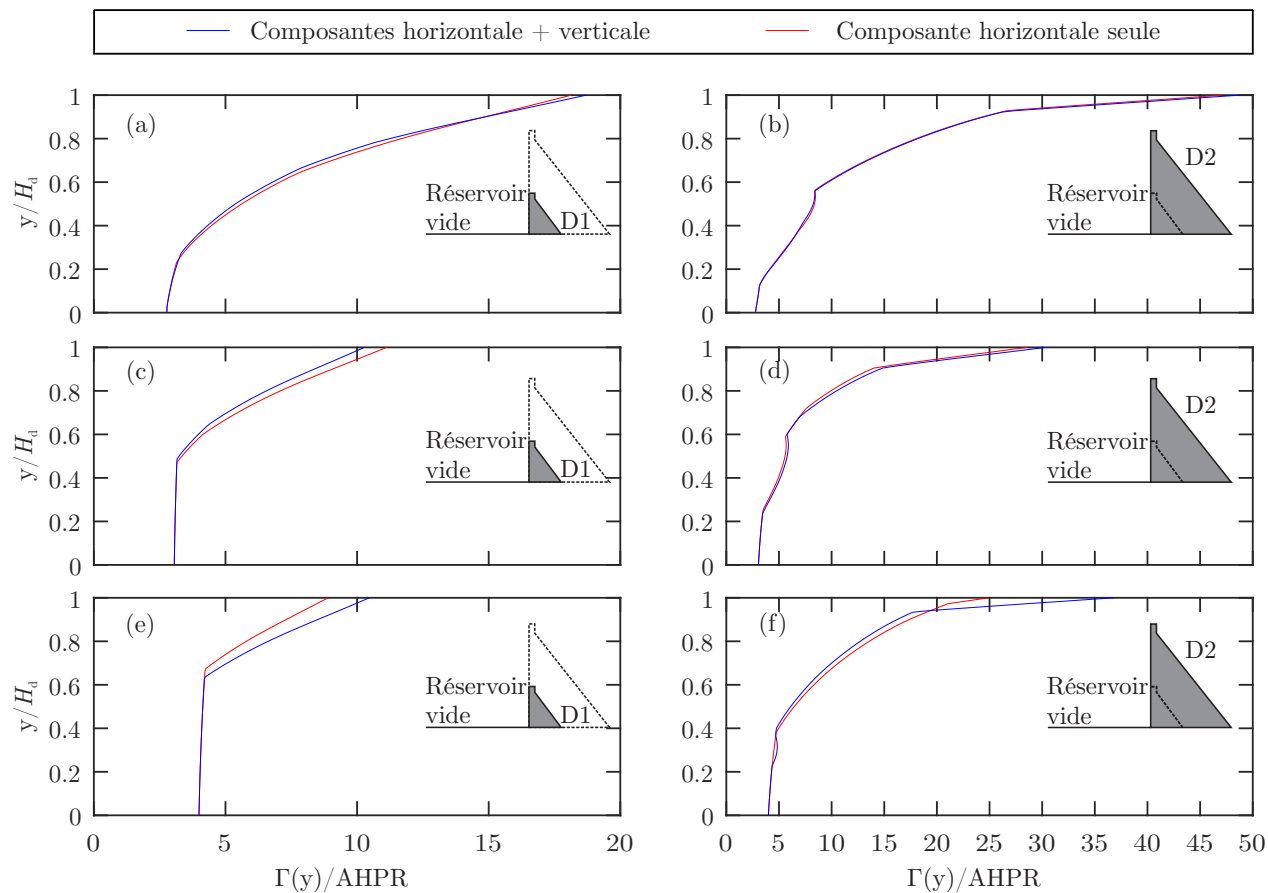


Figure 4.19 Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenues avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

Par rapport aux spectres de plancher verticaux, à l'exception des spectres de plancher verticaux (figure 4.23 (c)) et des amplifications maximales des spectres de plancher verticaux (figure 4.25 (c)) tous deux du séisme de Parkfield appliqué au modèle barrage-réservoir de D1, la composante verticale engendre des amplifications importantes pour les spectres de plancher verticaux des modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 comme illustré sur la figure 4.23 (a), (b), (d), (e) et (f). Ces amplifications sont également constatées à travers la figure 4.25 (a), (b), (d), (e) et (f) des amplifications maximales des spectres de plancher verticaux.

Comme pour les barrages-poids sans réservoir, les ratios  $V/H$  des spectres de réponse des 3 séismes enveloppent les ratios des spectres de plancher des 2 modèles barrages-réservoirs

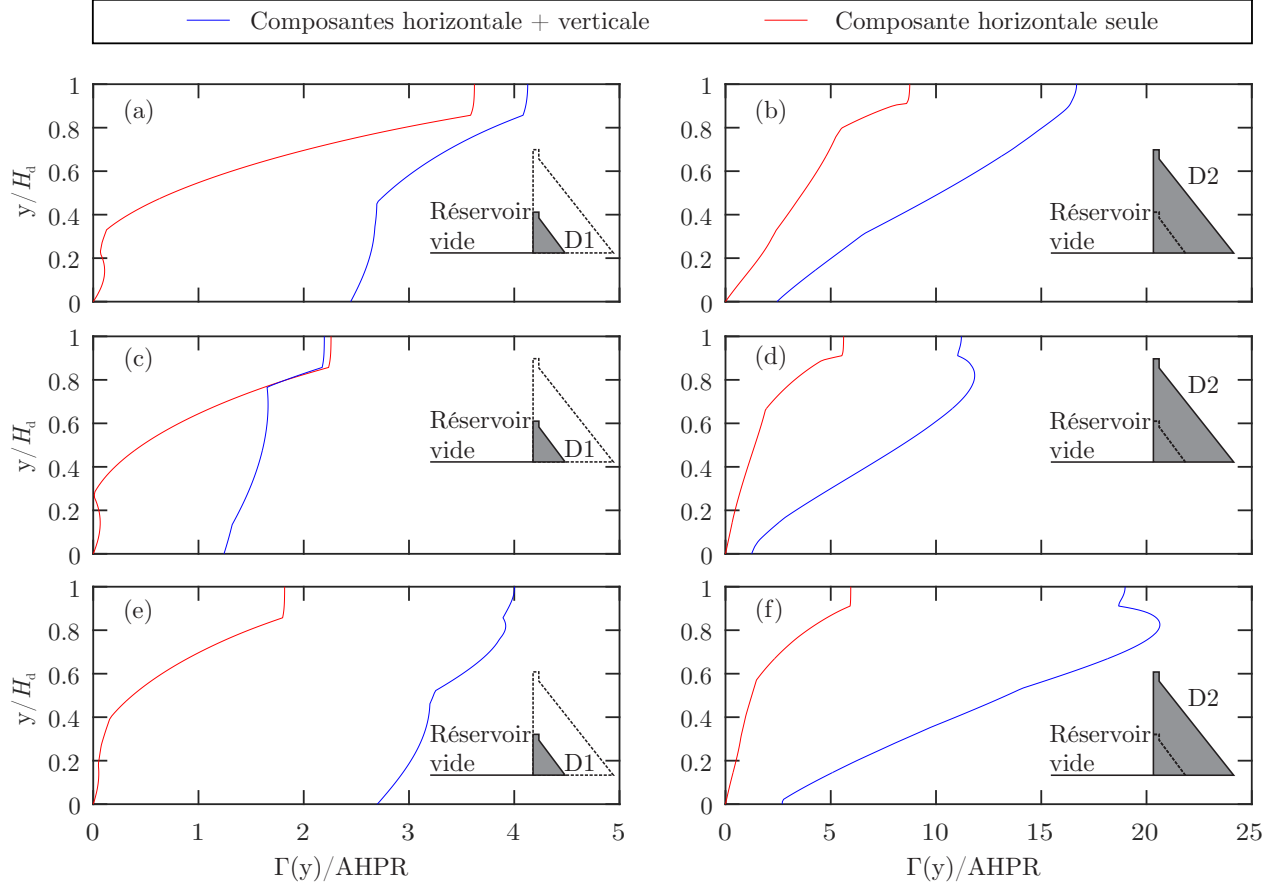


Figure 4.20 Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenues avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

avec une eau compressible de D1 et D2. Les écarts les plus élevés des ratios sont ceux des séismes de Loma Prieta et de l'Imperial Valley pour D1. Quant au modèle barrage-réservoir de D2, l'écart le plus important est celui de Loma Prieta. Le séisme de l'Imperial Valley donne l'écart à l'infini (50 Hz) le plus grand de D2.

En synthèse, la composante verticale des séismes peut affecter de façon significative les amplitudes des spectres de plancher horizontaux et verticaux d'un modèle barrage-réservoir avec une eau compressible. L'importance de son effet dépend du séisme et de la taille du barrage étudié.

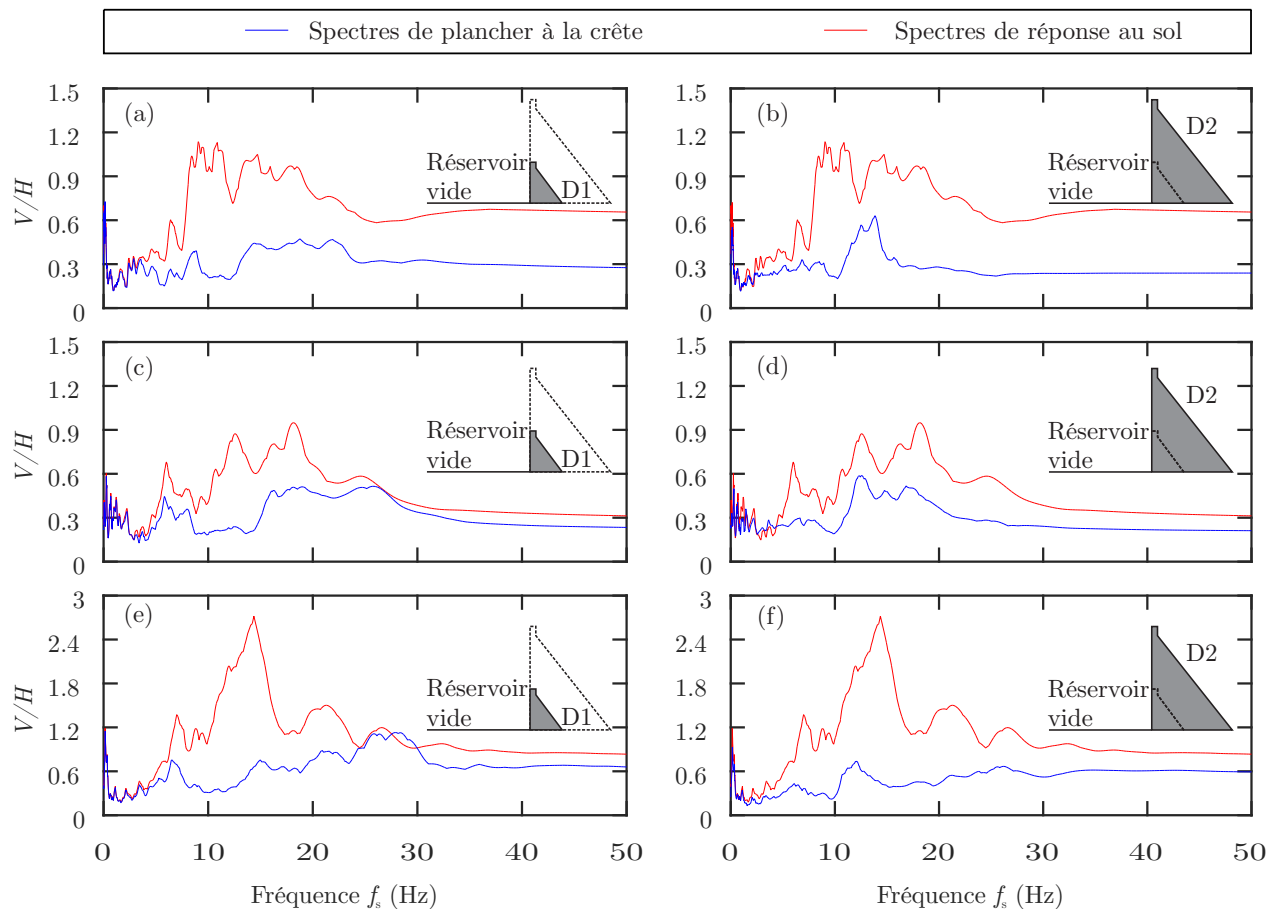


Figure 4.21 Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux barrages-poids seuls D1 et D2, comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément D1 et D2 par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

#### 4.5.3 Effets de la composante verticale sur les modèles barrages-réservoirs avec une eau incompressible

Dans cette section, les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 présentés dans la section précédente sont utilisés. Seulement, une valeur importante du module de compressibilité a été choisie afin d'étudier les effets de la composante verticale des séismes sur un modèle barrage-réservoir avec une eau incompressible.

Sur les figures 4.27 et 4.28 sont présentées respectivement les comparaisons des spectres de plancher horizontaux et verticaux au centre de la crête de chaque modèle barrage-réservoir

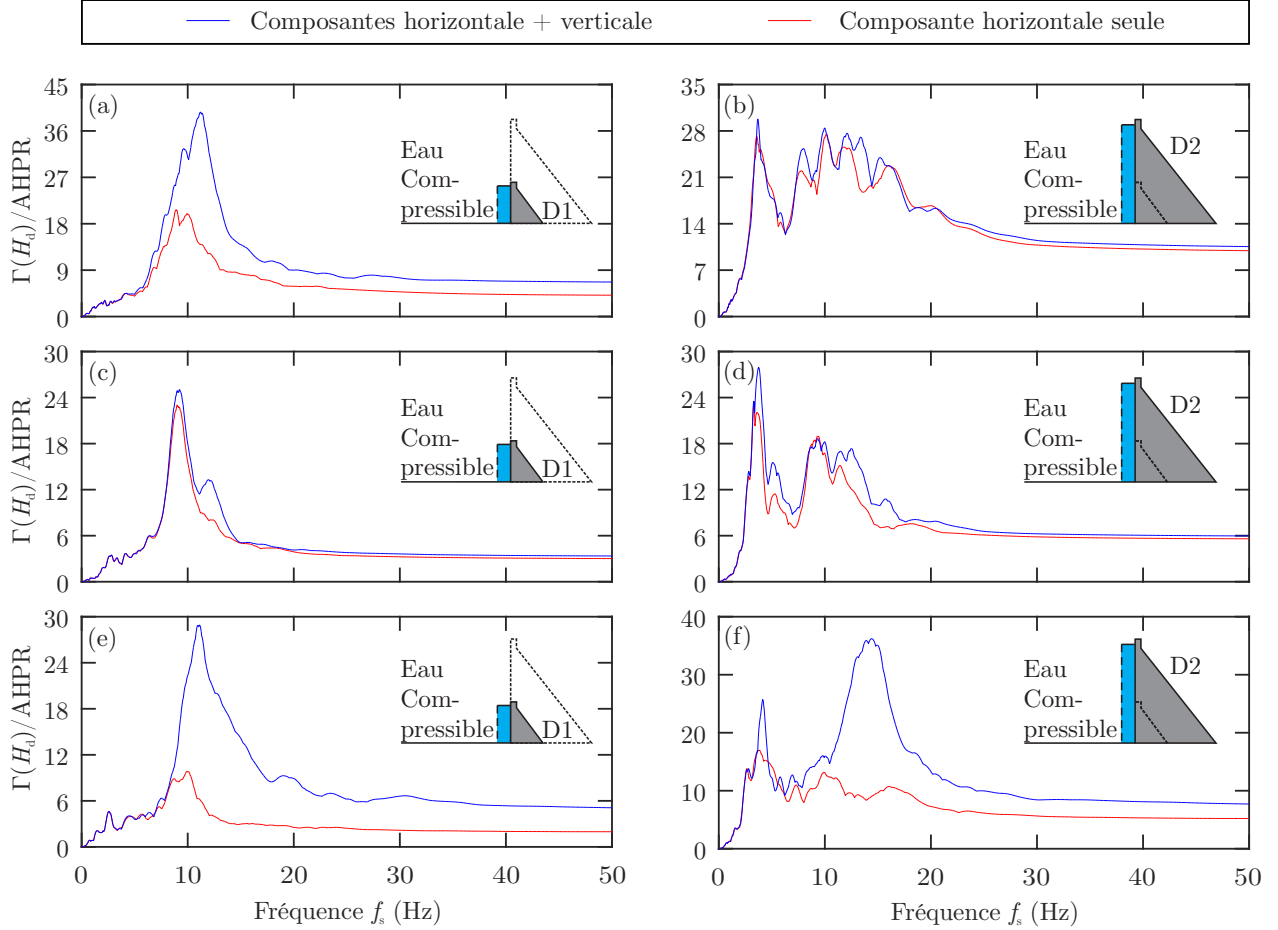


Figure 4.22 Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

avec une eau incompressible déterminés selon les deux cas de sollicitation. Les figures 4.29 et 4.30 contenant les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant les hauteurs de D1 et D2 sont construites en suivant également un raisonnement similaire. Enfin, la même procédure est adoptée pour les ratios des spectres de plancher verticaux et horizontaux illustrées sur la figure 4.31.

Les figures 4.27 (a), (b), (c), (d) et (e) et 4.29 (a), (b), (c), (d) et (e) montrent que la composante verticale des séismes n'a quasiment pas d'effet sur les spectres de plancher horizontaux des modèles barrages-réservoirs avec une eau incompressible de D1 et D2. Comme pour

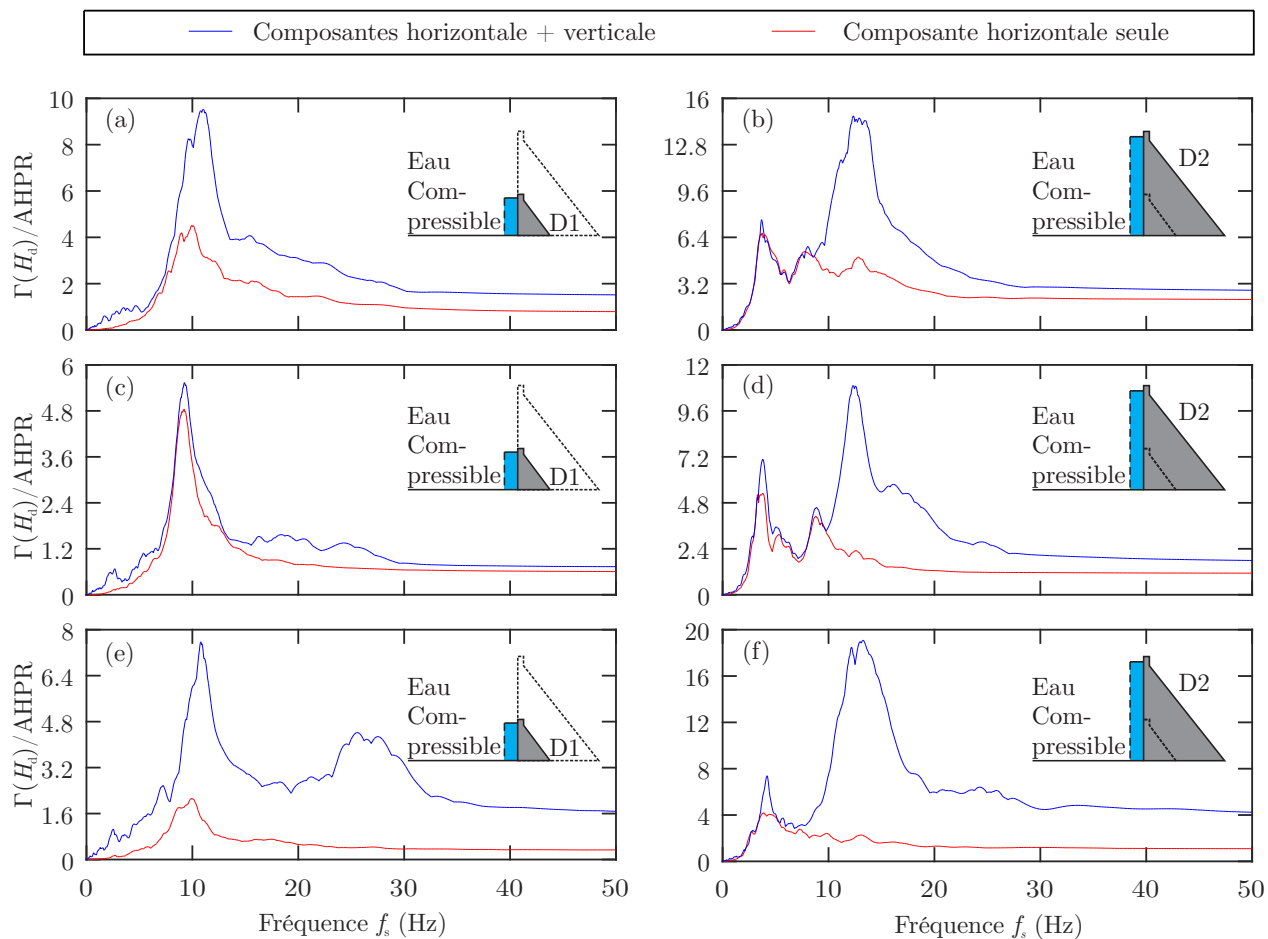


Figure 4.23 Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

les modèles barrages-poids seuls (sans réservoir), son effet est plus important sur le modèle barrage-réservoir de D2 (figures 4.27 (f) et 4.29 (f)) soumis au séisme de Loma Prieta. Pour le modèle barrage-réservoir de D1 soumis au séisme de Parkfield, la considération de la composante verticale vient réduire légèrement la valeur maximale du spectre de plancher horizontal.

Quant aux spectres de plancher verticaux, la composante verticale a un effet remarquable sur les spectres de plancher verticaux des modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 comme présenté sur les figures 4.28 et 4.30. Les écarts les plus importants sont ceux du séisme de Loma Prieta. Pour le séisme de Parkfield, la composante verticale vient réduire légèrement



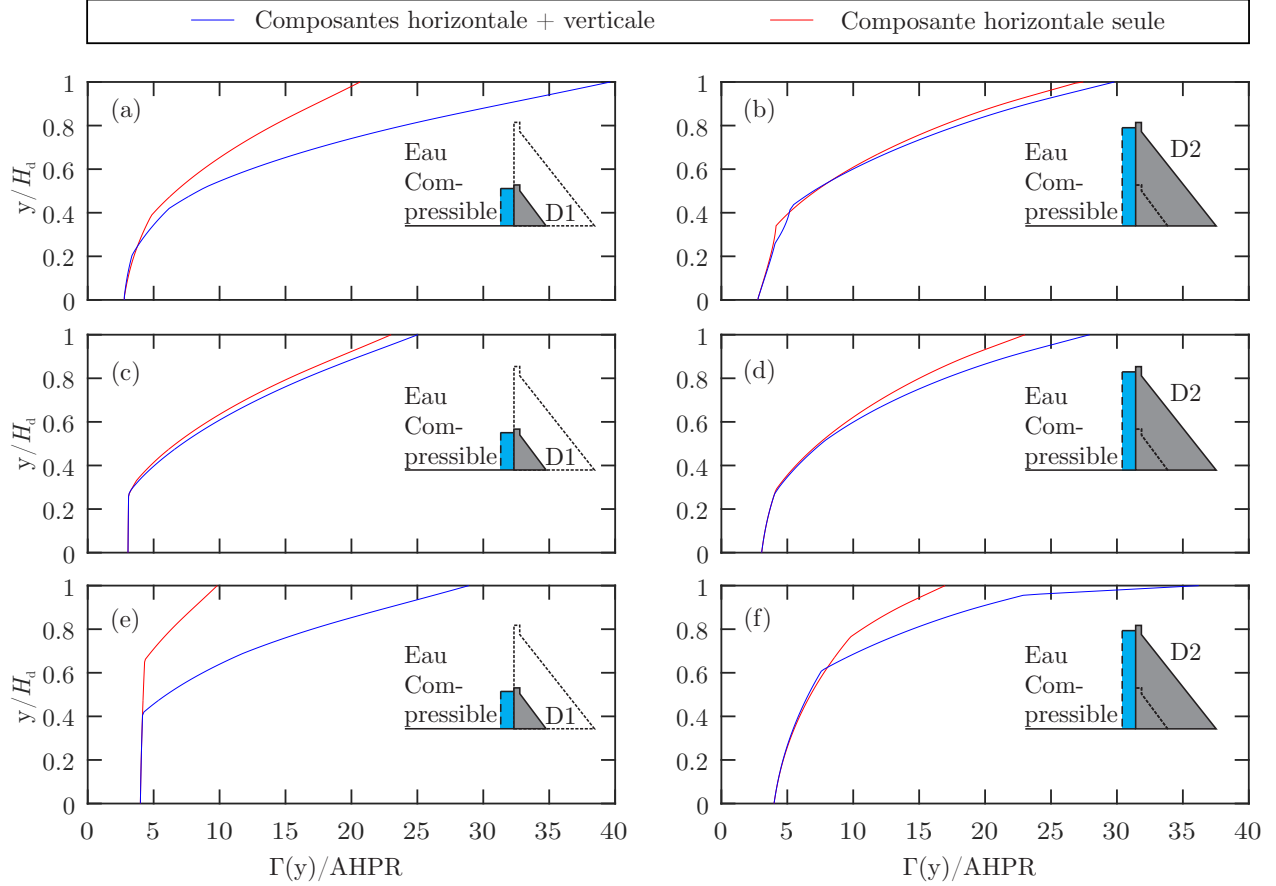


Figure 4.24 Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

la valeur maximale du spectre de plancher vertical.

Les ratios  $V/H$  des spectres de réponse des 3 séismes sont aussi au-dessus des ratios des spectres de plancher correspondants pour les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible comme présenté sur la figure 4.31. Sur cette figure, le ratio des spectres de plancher du séisme de Loma Prieta pour D1 est légèrement supérieur à celui des spectres de réponse du même séisme sur la plage de fréquences de 22 Hz à 30 Hz.

En somme, la composante verticale des séismes a un effet considérable sur les spectres de

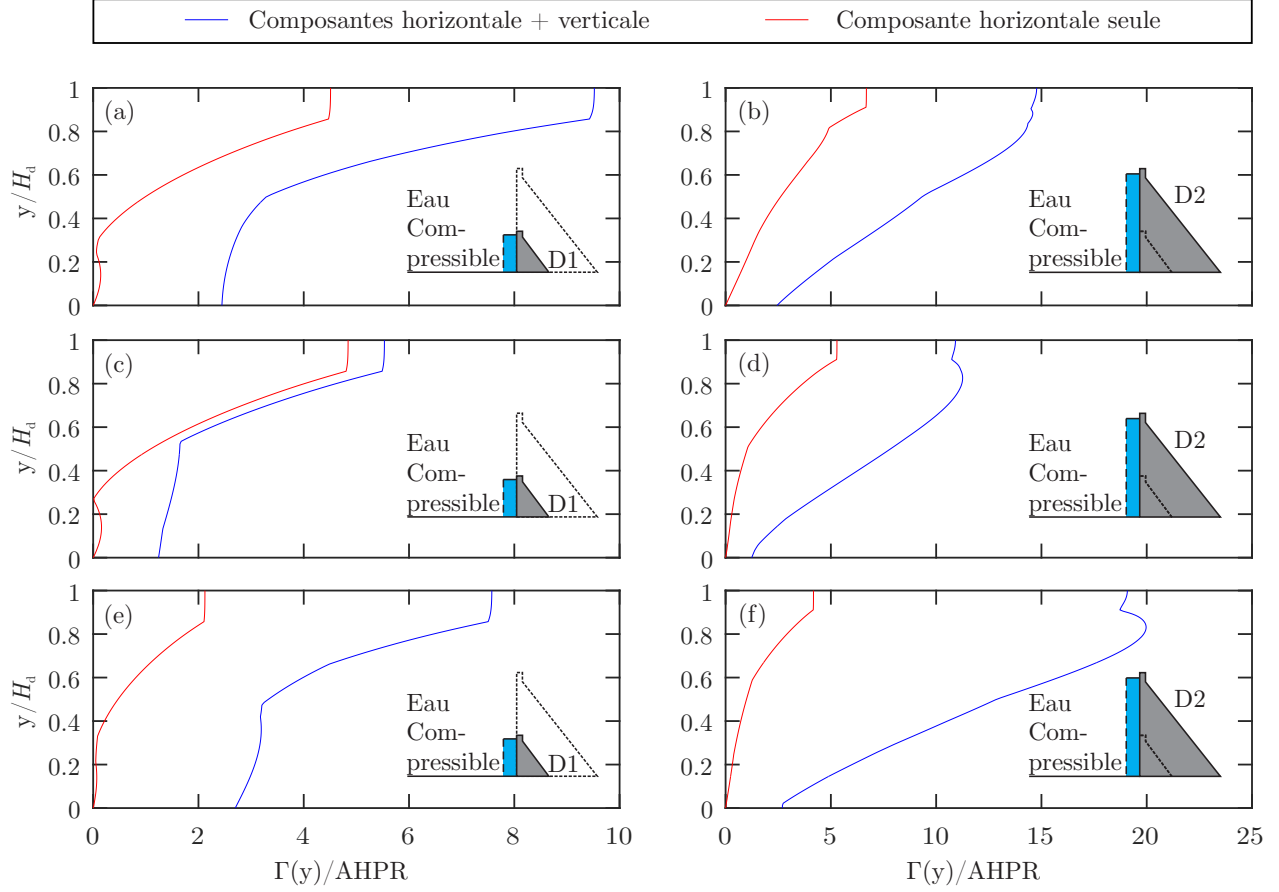


Figure 4.25 Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

plancher verticaux des modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible. Quant aux spectres de plancher horizontaux, son effet est quasiment inexistant sauf dans le cas où elle entre en résonance avec le barrage. Dans ce cas, son effet peut être très important. Aussi, la prise en compte de la composante verticale peut conduire à des spectres de plancher horizontaux et verticaux non conservateurs à des fréquences données de la plage de fréquences de calcul de ces spectres de plancher.

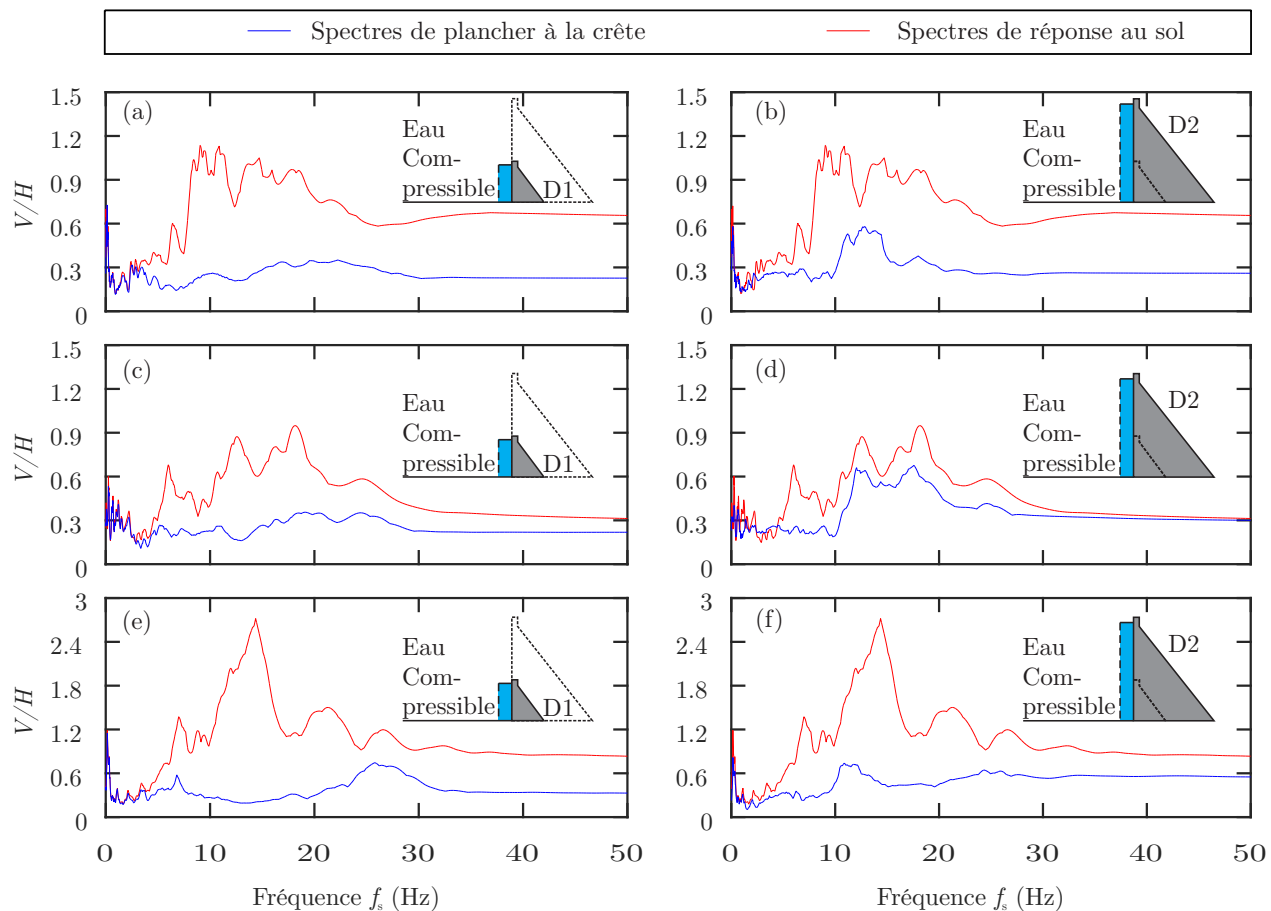


Figure 4.26 Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ), comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les mêmes modèles barrages-réservoirs par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

#### 4.5.4 Effets de la composante verticale sur les modèles barrages-réservoirs avec les masses ajoutées de Westergaard

L'interaction barrage-réservoir dans cette section est simulée en considérant les masses ajoutées de Westergaard. Pour rappel, ces masses sont calculées en considérant une eau incompressible et une structure rigide. Pour les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 construits avec ces masses, celles-ci n'agissent que dans la direction de sollicitation horizontale.

Les figures 4.32 et 4.33 présentent respectivement la comparaison des spectres de plancher

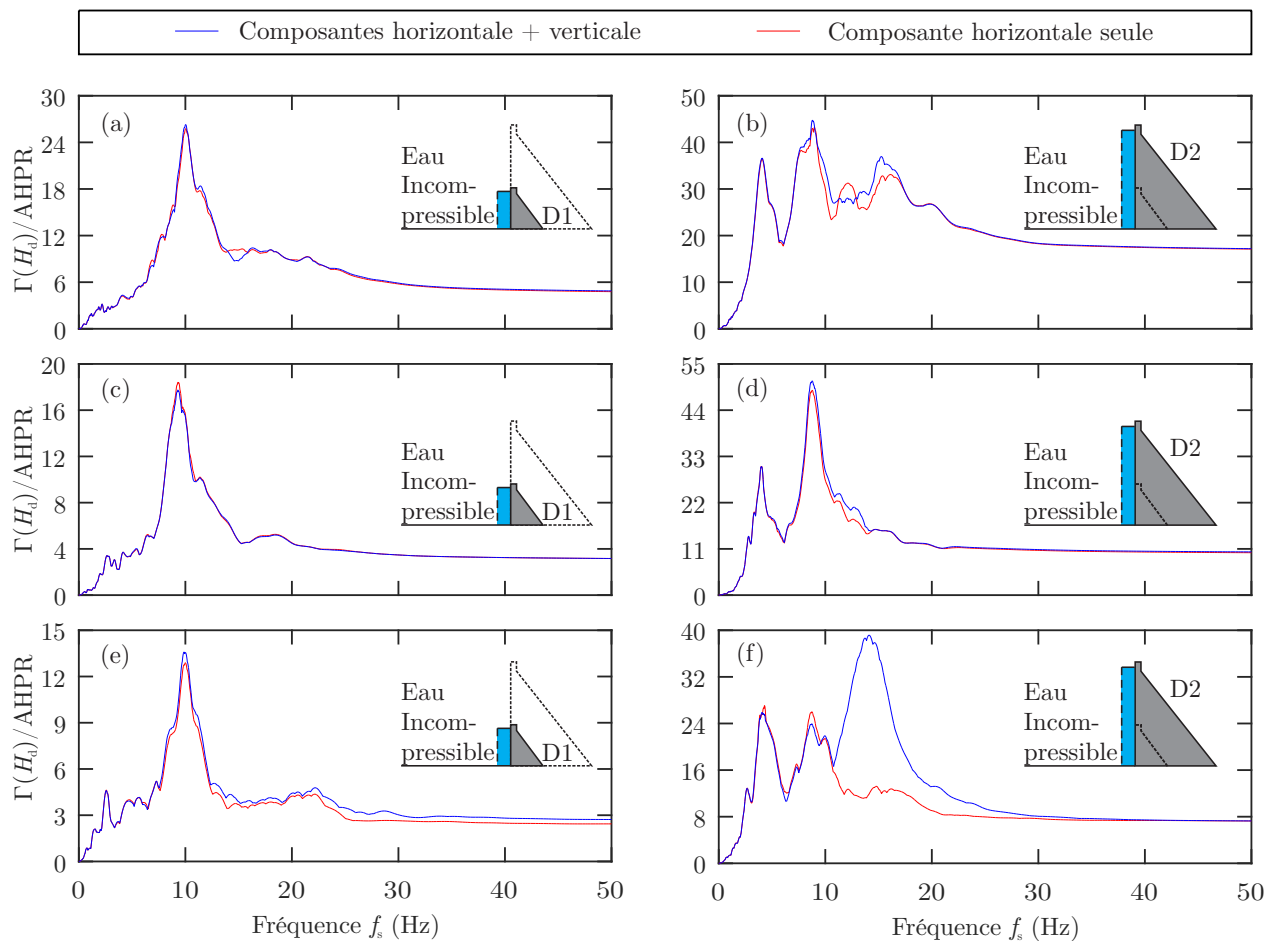


Figure 4.27 Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

horizontaux et verticaux au centre de la crête de chaque modèle barrage-réservoir avec les masses ajoutées de Westergaard déterminés selon les deux cas de sollicitation. Les figures 4.34 et 4.35 contiennent les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant les hauteurs de D1 et D2. Elles sont construites en suivant également un raisonnement similaire. La même procédure est adoptée pour les ratios des spectres de plancher verticaux et horizontaux illustrées sur la figure 4.36.

Les figures 4.32 (a), (b), (c), (d) et (e) et 4.34 (a), (b), (c), (d) et (e) montrent que les composantes verticales des séismes de l'Imperial Valley de Parkfield et de Loma Prieta ont un

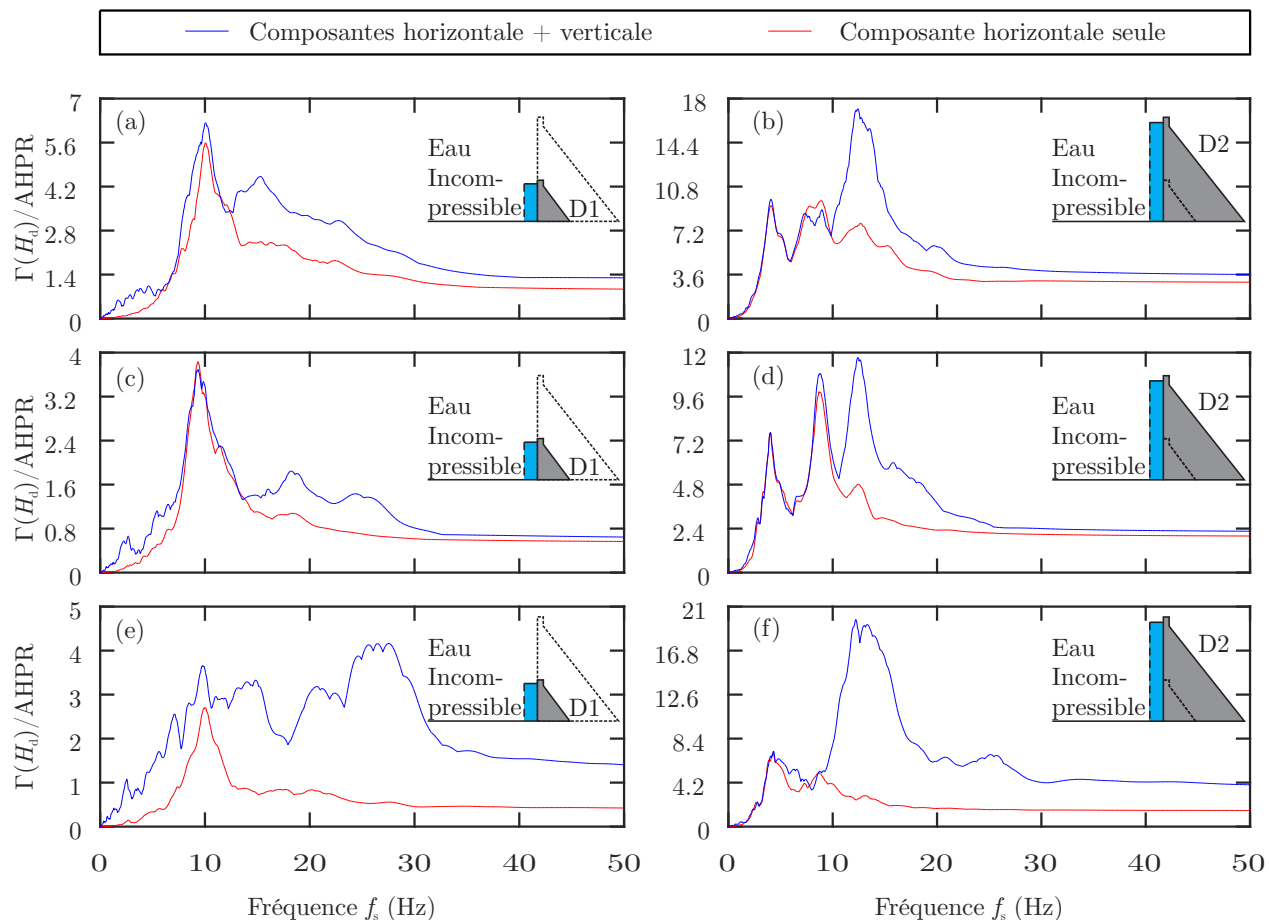


Figure 4.28 Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

faible effet sur les spectres de plancher horizontaux des modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard. Pour ces figures, l'écart le plus important est celui du modèle barrage-réservoir de D2 soumis au séisme de Loma Prieta. L'effet de la composante verticale du séisme de Loma Prieta est considérable sur le spectre de plancher horizontal du modèle barrage-réservoir de D2 (figure 4.32 (f) et figure 4.34 (f)).

Par rapport aux spectres de plancher verticaux, les composantes verticales des 3 séismes ont un effet considérable sur les spectres de plancher verticaux des modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard comme il peut être visualisé sur les

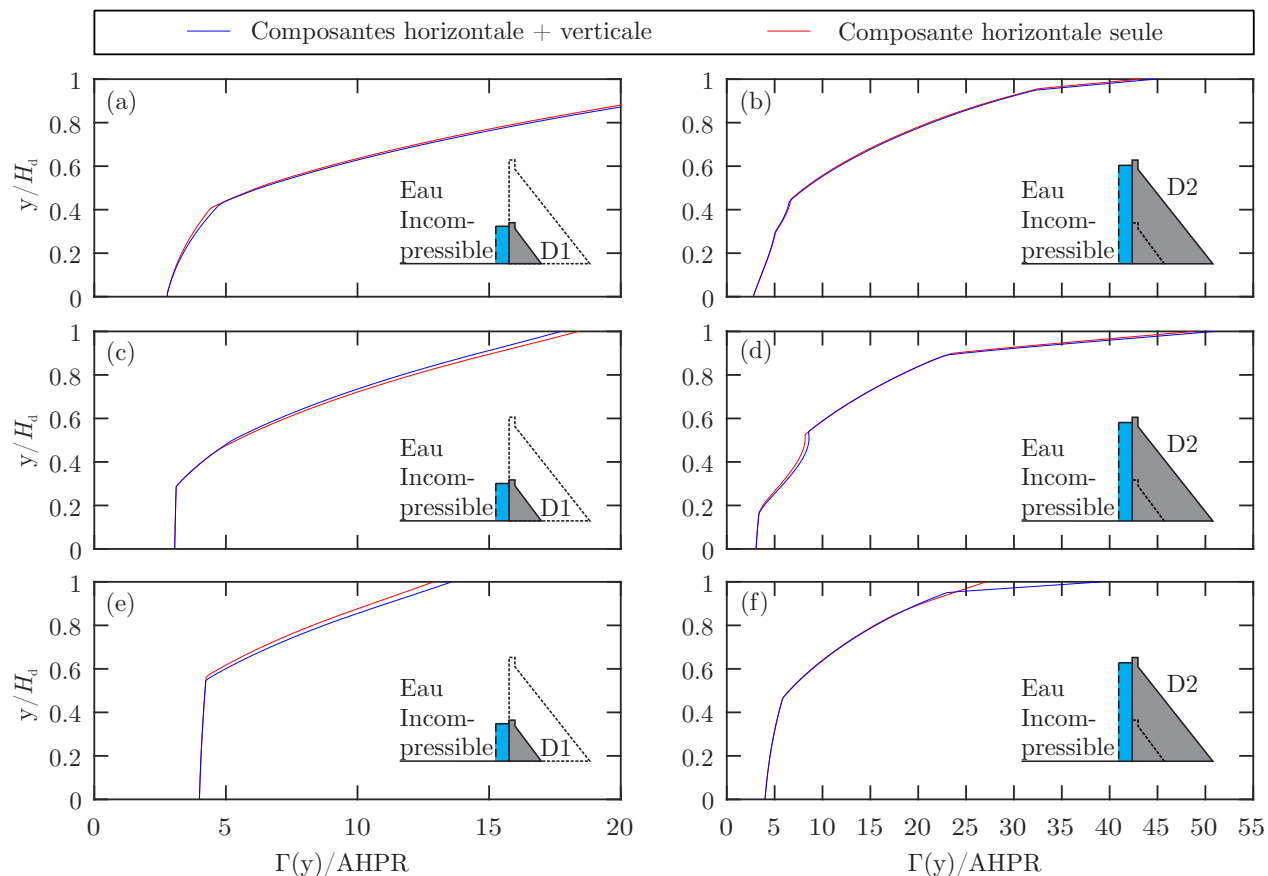


Figure 4.29 Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

figures 4.33 et 4.35. Le séisme de Loma Prieta présente les écarts les plus importants.

La figure 4.36 des ratios  $V/H$  des spectres de réponse des 3 séismes et des spectres de plancher correspondants montre que les ratios des spectres de plancher sont principalement en dessous des ratios des spectres de réponse des séismes pour les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard. Les écarts les plus élevés des ratios pour les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 sont ceux des séismes de Loma Prieta et de l'Imperial Valley.

En guise de conclusion de cette section, les composantes verticales des séismes ont principale-

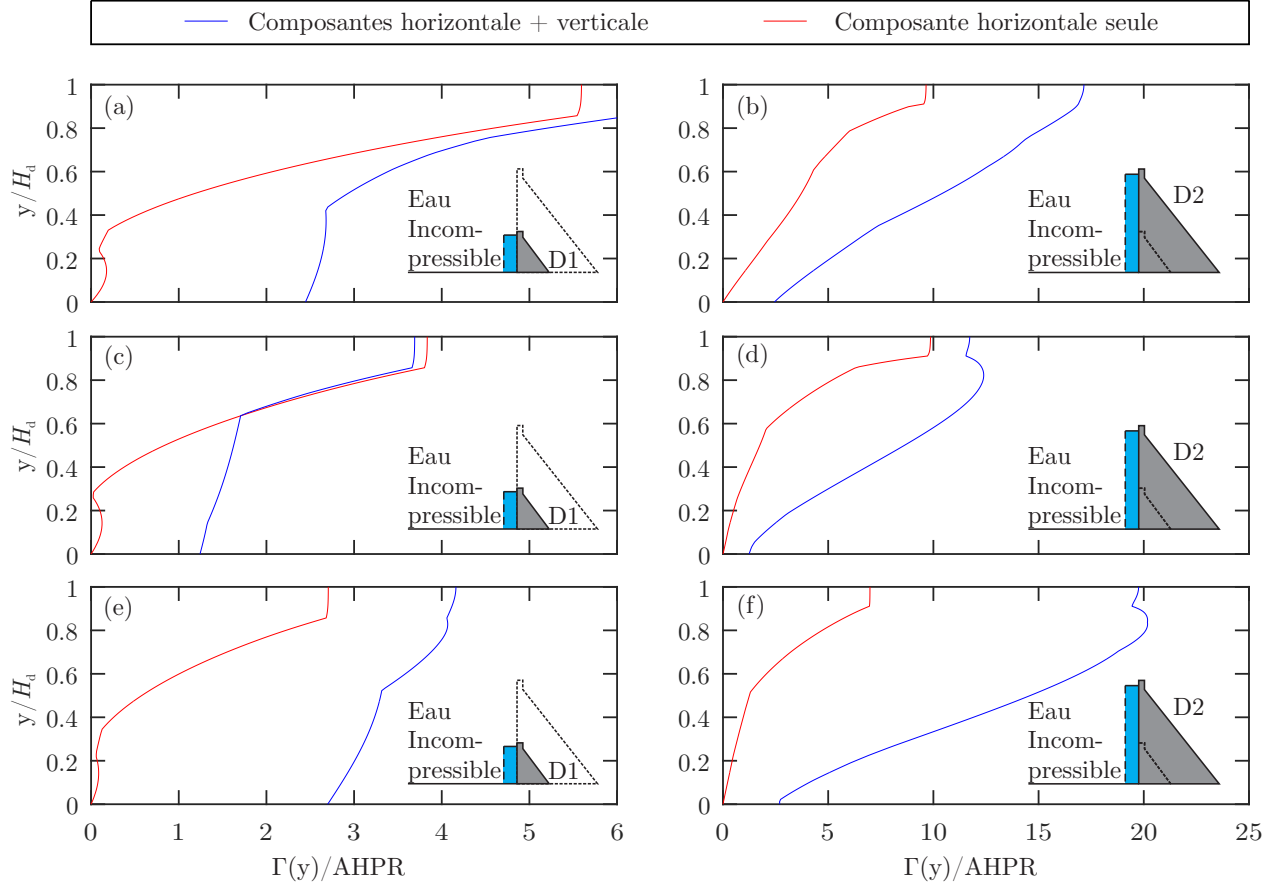


Figure 4.30 Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

ment un faible effet sur les spectres de plancher horizontaux des modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard. Seulement, dans le cas où la composante verticale entre en résonance avec le barrage, l'effet de la composante verticale peut devenir très important sur les spectres de plancher horizontaux. En ce qui concerne les spectres de plancher verticaux son effet est plutôt considérable.

#### 4.5.5 Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir

Cette section a pour objectif d'étudier les effets des hypothèses de modélisation de l'eau du réservoir en comparant les spectres de plancher, les accélérations spectrales maximales suivant les hauteurs des barrages-poids D1 et D2 de même que les ratios  $V/H$  des spectres de

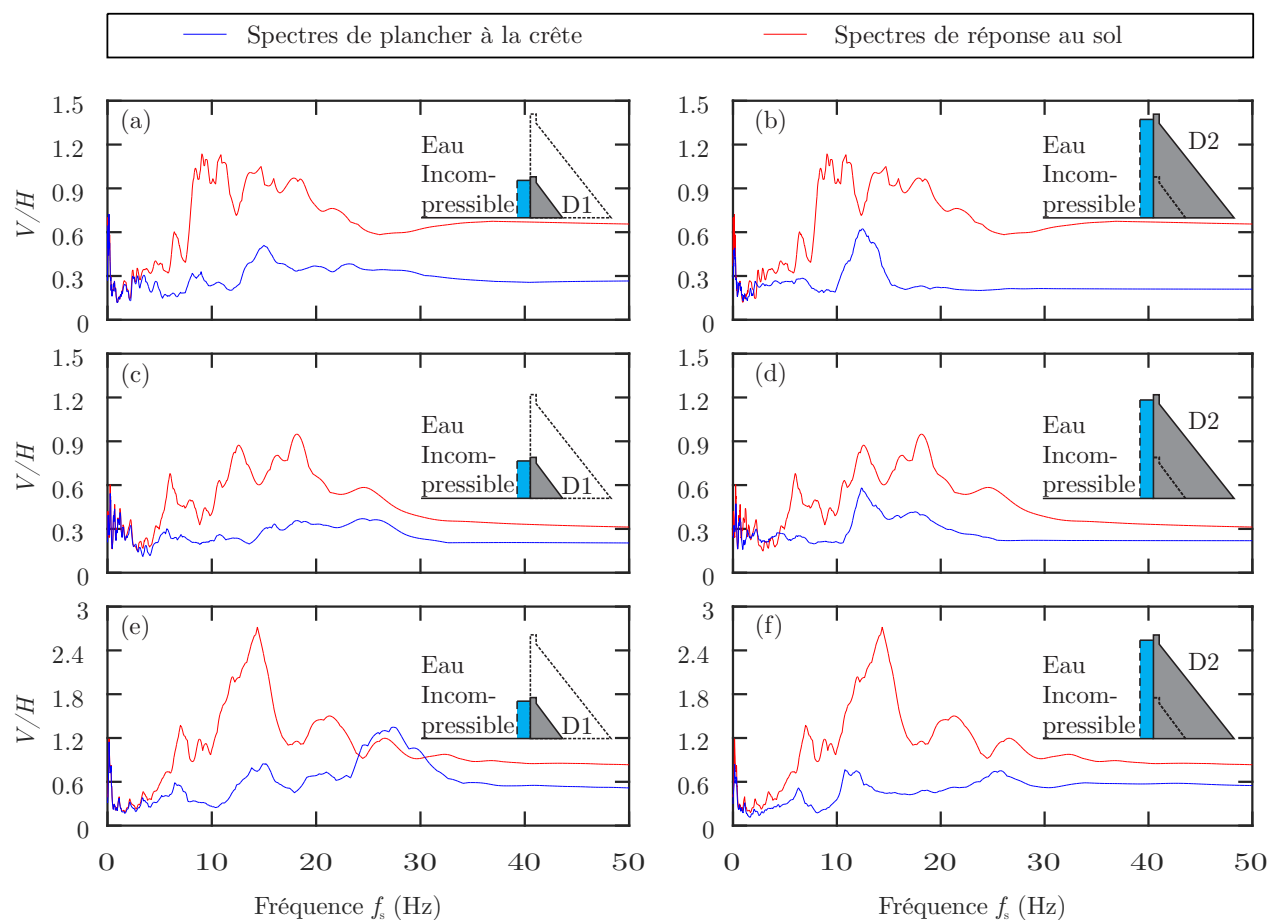


Figure 4.31 Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec une eau incompressible, comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les mêmes modèles barrages-réservoirs par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

plancher tous obtenus en sollicitant les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 simultanément par les composantes horizontale et verticale des 3 séismes. Les mêmes résultats pour les barrages-poids seuls (sans réservoir) sont aussi représentés en guise de comparaison. Pour rappel, 3 modèles barrages-réservoirs sont construits pour chaque barrage-poids. Il s'agit de modèles constitués d'un réservoir compressible, d'un réservoir incompressible et des masses ajoutées de Westergaard.

Les figures 4.37 et 4.38 présentent respectivement les spectres de plancher horizontaux et verticaux de D1 et D2 soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale des 3



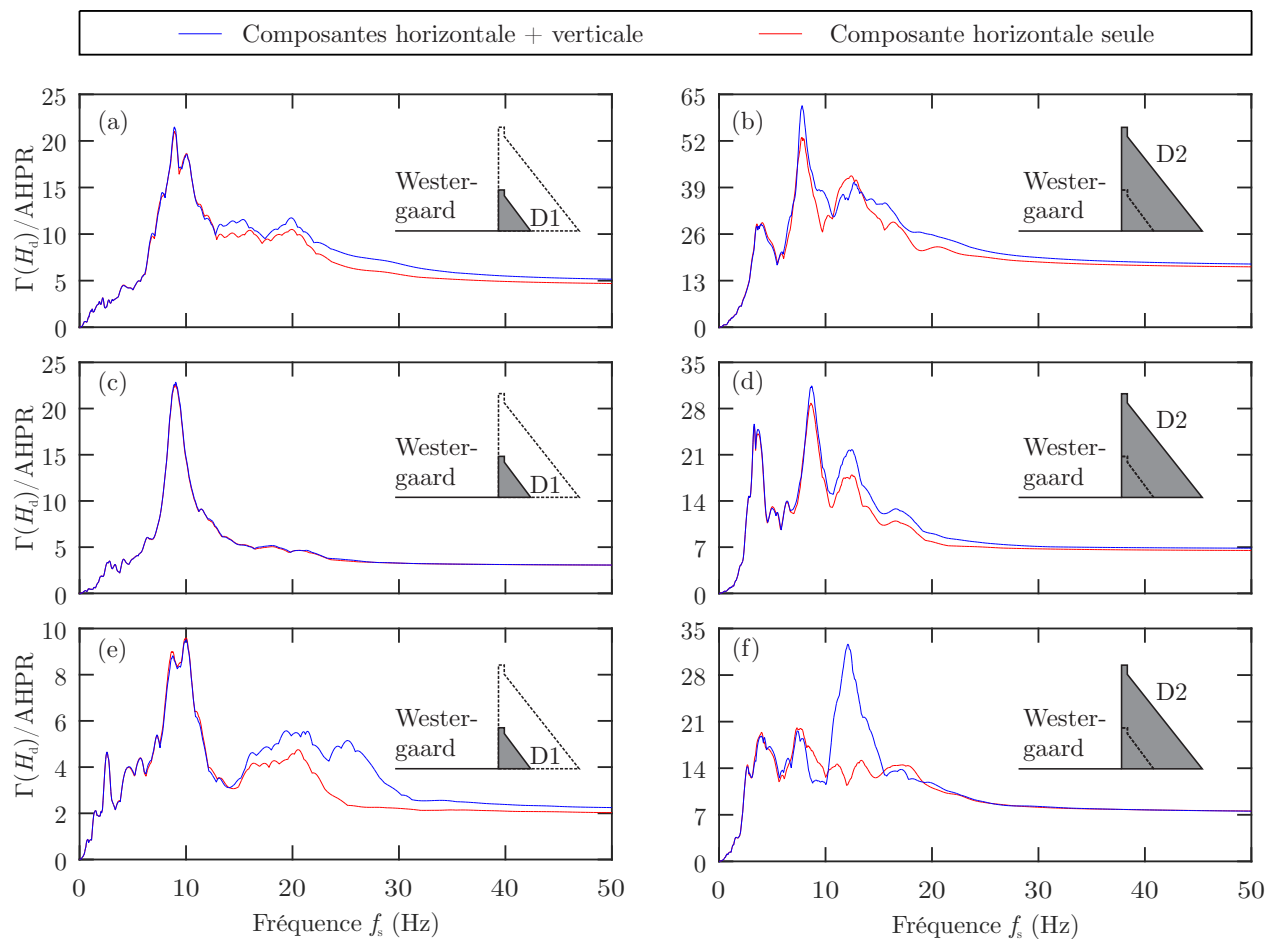


Figure 4.32 Spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

séismes. Dans le même ordre, les figures 4.39 et 4.40 contiennent les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux et verticaux. Enfin, les ratios des spectres de plancher sont illustrés sur la figure 4.41.

Les figures 4.37 (a), (c) et (e) et 4.38 (a), (c) et (e) montrent que le modèle barrage-réservoir de D1 avec une eau compressible ( $\alpha = 0.95$ ) donne les valeurs d'amplification maximale des spectres de plancher horizontaux et verticaux à la crête autour de la fréquence fondamentale de D1 qui est de 10.81 Hz. Cela est aussi observé à travers les valeurs d'amplification maximale (figures 4.39 (a), (c) et (e) et 4.40 (a), (c) et (e)) des spectres de plancher horizontaux

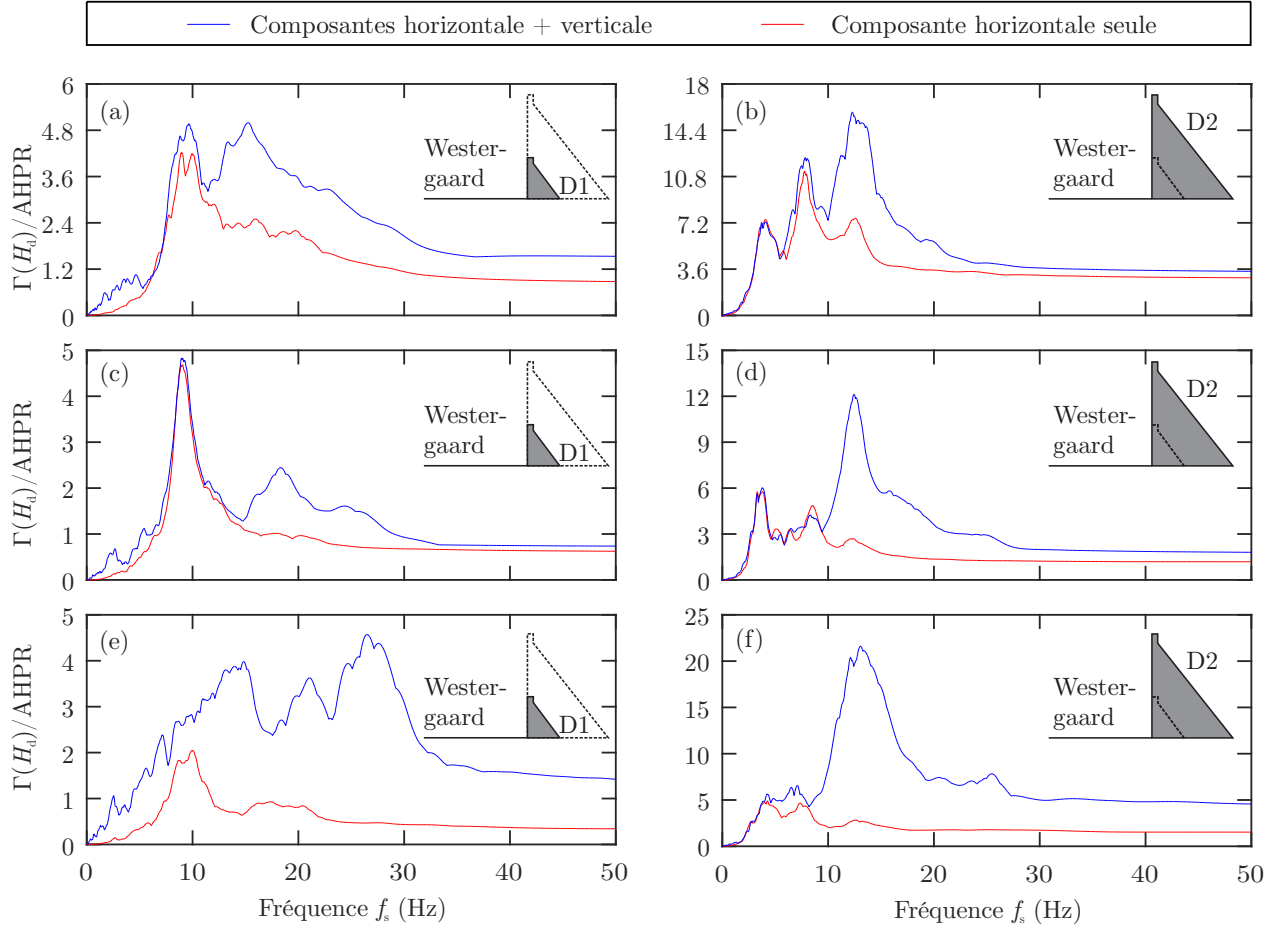


Figure 4.33 Spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Wester-gaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

et verticaux suivant la hauteur de D1. Pour des fréquences situées au-delà de la fréquence de 10.81 Hz, les spectres de plancher horizontaux et verticaux du modèle barrage-réservoir de D1 avec une eau compressible peuvent être au-dessus ou en dessous des autres spectres de plancher.

Concernant le barrage-poids D2, aucun modèle barrage-réservoir ne se distingue en termes de valeurs d'amplification maximale des spectres de plancher à la crête ou suivant la hauteur de D2. Cette constatation peut être visualisée sur les figures 4.37 (b), (d) et (f), 4.38 (b), (d) et (f), 4.39 (b), (d) et (f) et 4.40 (b), (d) et (f). Selon le séisme considéré le modèle barrage-

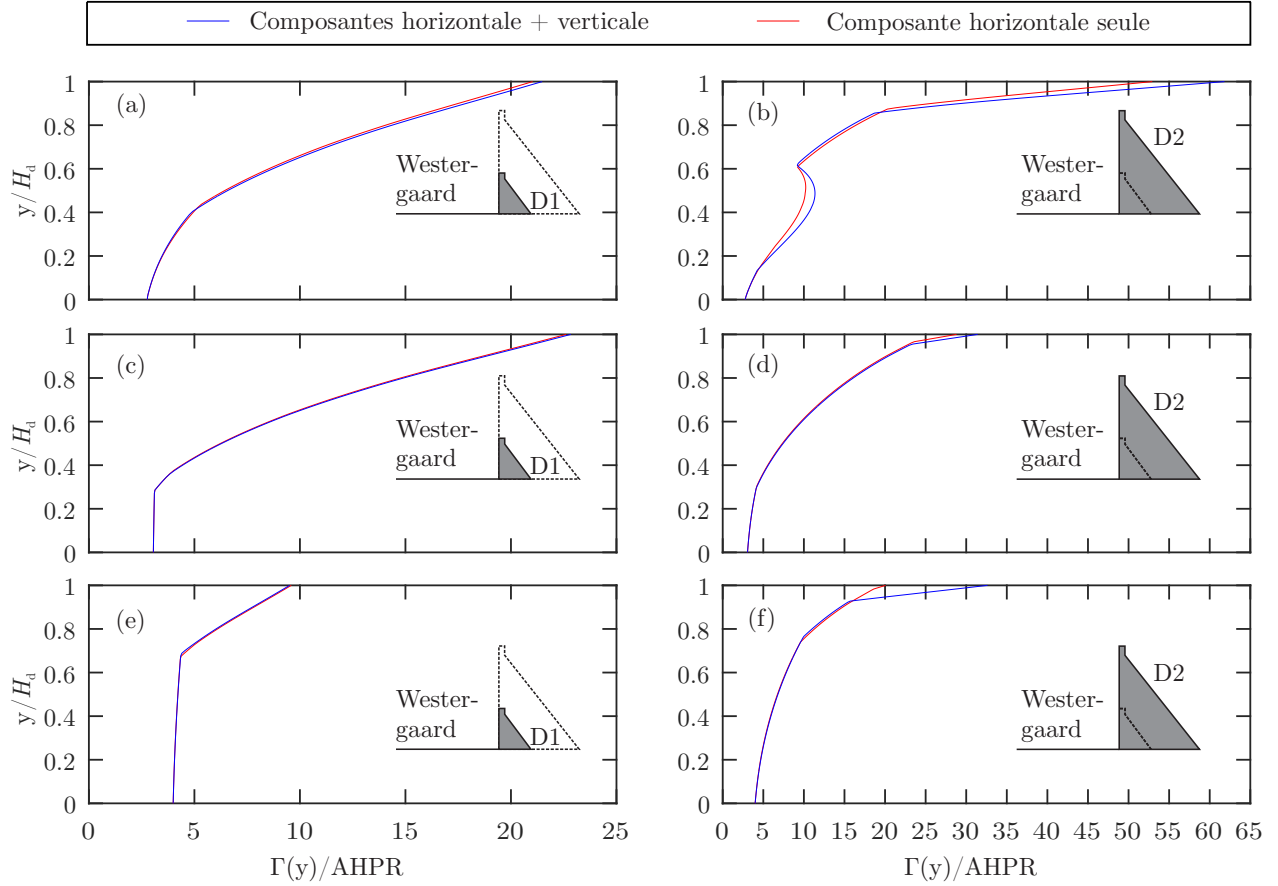


Figure 4.34 Amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

réservoir de D2 avec les masses ajoutées de Westergaard ou le modèle barrage-réservoir de D2 avec une eau incompressible peuvent être ceux conduisant aux valeurs d'amplification maximale des spectres de plancher horizontaux et verticaux. Les ratios  $V/H$  de la figure 4.41 de D1 et D2 montrent que les amplifications de ces ratios sont beaucoup plus dépendantes du séisme considéré que d'un modèle barrage-réservoir donné.

De tous ces résultats, il peut être retenu que les spectres de plancher horizontaux et verticaux sont très sensibles aux hypothèses de modélisation du réservoir. Pour le barrage-poids rigide D1, le réservoir avec une eau compressible donne essentiellement les amplifications maximales

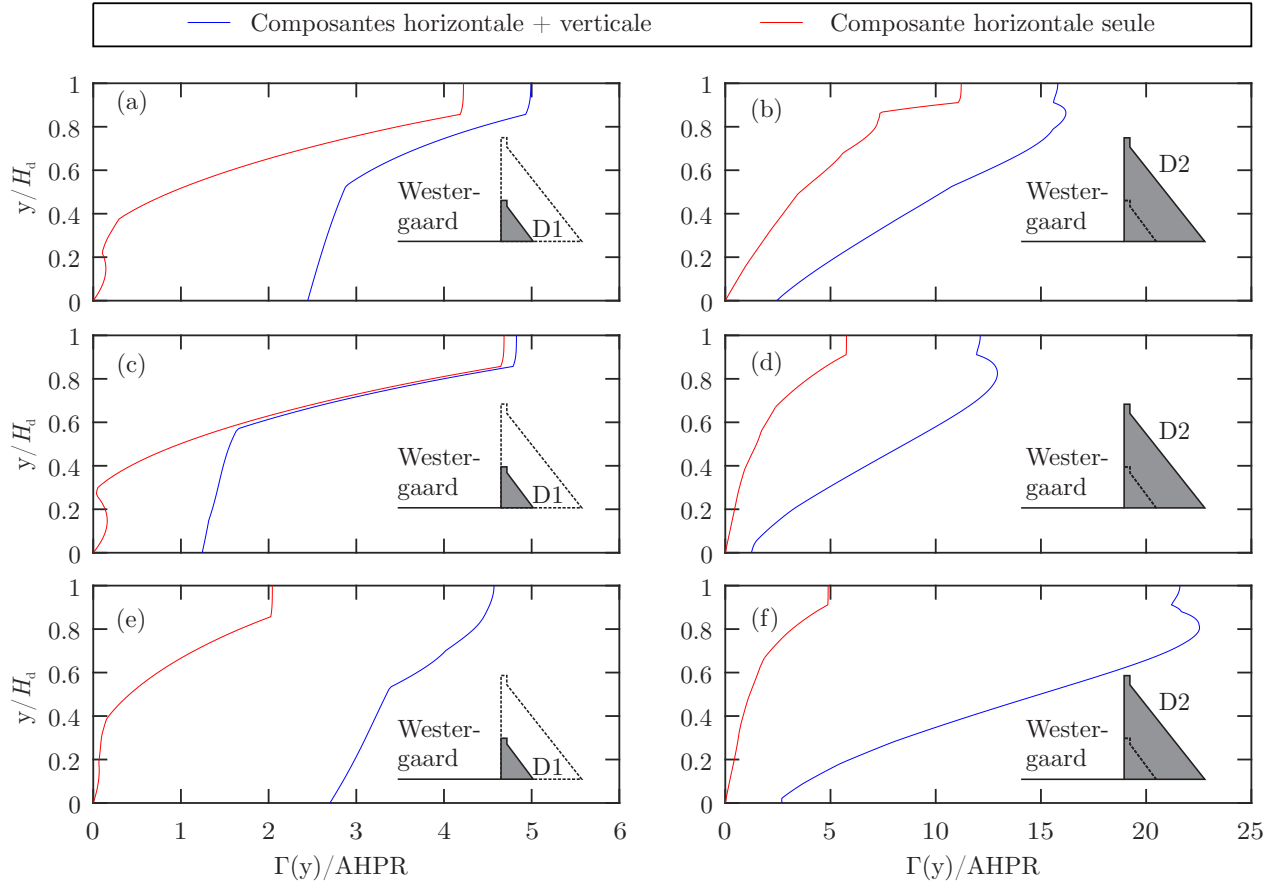


Figure 4.35 Amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale et la composante horizontale seule de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

des spectres de plancher horizontaux et verticaux. Quant au barrage-poids flexible D2, les effets des modèles barrages-réservoirs sur l'amplification des spectres de plancher sont très dépendants du séisme considéré.

#### 4.5.6 Effets de l'absorption des ondes de compression au fond du réservoir

La valeur du coefficient d'absorption des ondes de compression varie en fonction du degré de sédimentation au fond d'un réservoir avec une eau compressible. Afin d'étudier les effets de ce coefficient sur les spectres de plancher, les accélérations spectrales maximales suivant les hauteurs des barrages-poids D1 et D2 de même que les ratios  $V/H$  des spectres de plancher,

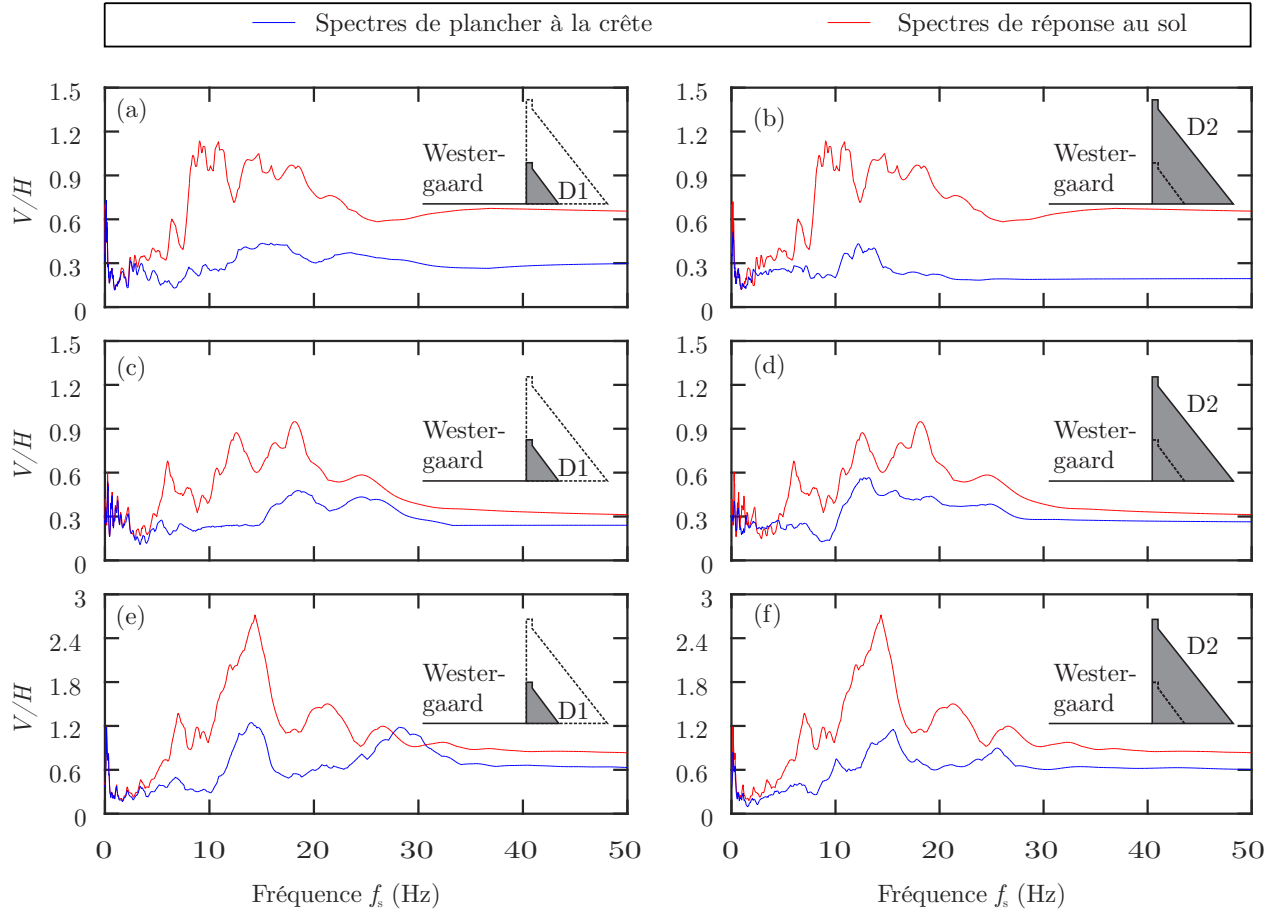


Figure 4.36 Ratios des spectres de réponse des 3 séismes, considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 avec les masses ajoutées de Westergaard, comparés aux ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les mêmes modèles barrages-réservoirs par les deux composantes de chacun de ces 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

6 valeurs ( $\alpha = 0.95, \alpha = 0.9, \alpha = 0.8, \alpha = 0.7, \alpha = 0.6, \alpha = 0.5$ .) du coefficient d'absorption des ondes ont été choisies. Les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 sont sollicités simultanément avec les composantes horizontale et verticale des 3 séismes.

Sur les figures 4.42 et 4.43 sont présentés respectivement les spectres de plancher horizontaux et verticaux de D1 et D2 soumis simultanément aux composantes horizontale et verticale des 3 séismes. Selon le même ordre, les figures 4.44 et 4.45 illustrent les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux et verticaux. Pour finir, les ratios des spectres de plancher sont illustrés sur la figure 4.46.

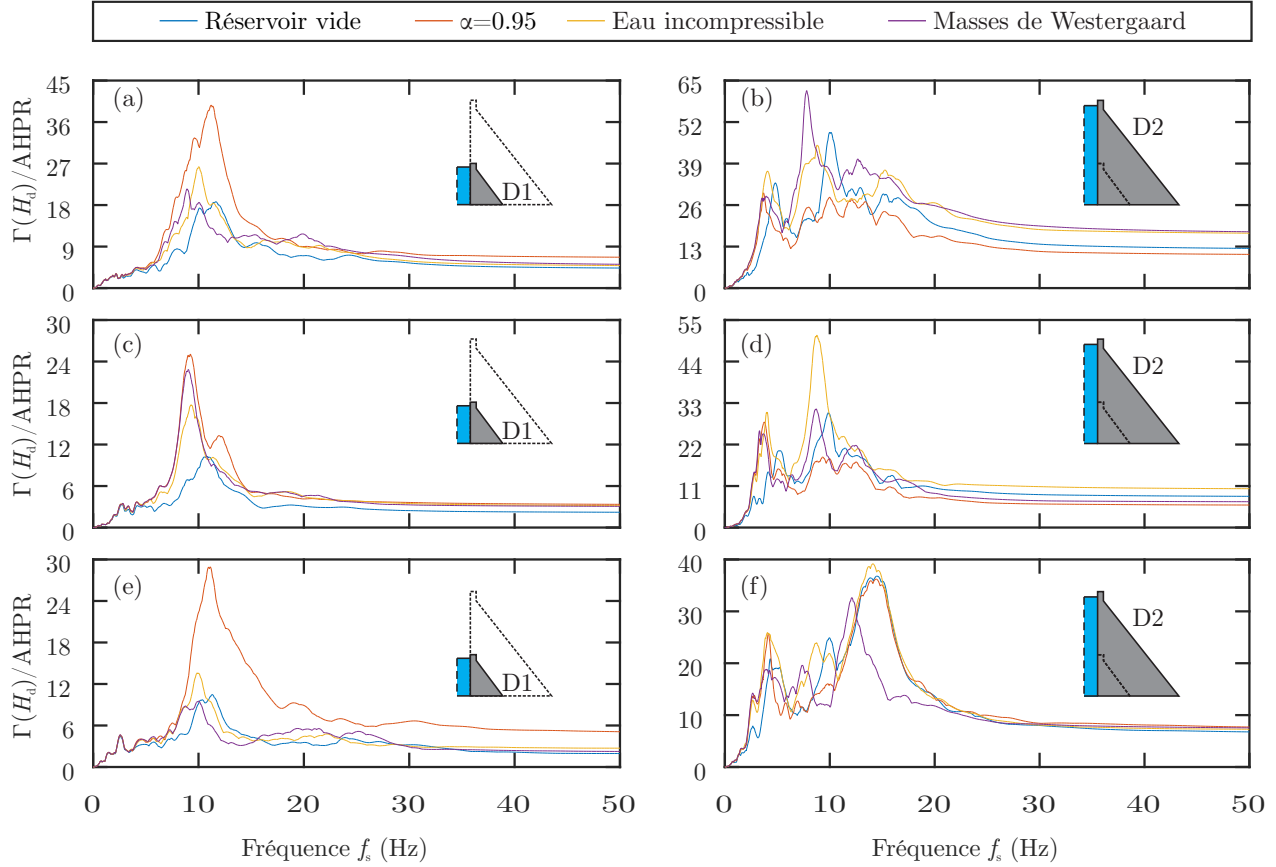


Figure 4.37 Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

Les spectres de plancher horizontaux et verticaux de D1 pour différentes valeurs du coefficient d'absorption des ondes présentés sur les figures 4.42 (a), (c) et (e) et 4.43 (a), (c) et (e) permettent de constater que plus le coefficient d'absorption des ondes est proche de 1 (moins d'amortissement des ondes par le fond du réservoir) plus ces spectres de plancher sont amplifiés. Les figures 4.44 (a), (c) et (e) et 4.45 (a), (c) et (e) viennent confirmer cette observation. Les écarts les plus importants s'observent essentiellement sur le pic de résonance autour de 10 Hz. Plus le coefficient d'absorption est élevé, plus les spectres de plancher résultant du modèle barrage-réservoir de D1 avec un réservoir compressible sont au-dessus des spectres de plancher de D1 seul (sans réservoir).

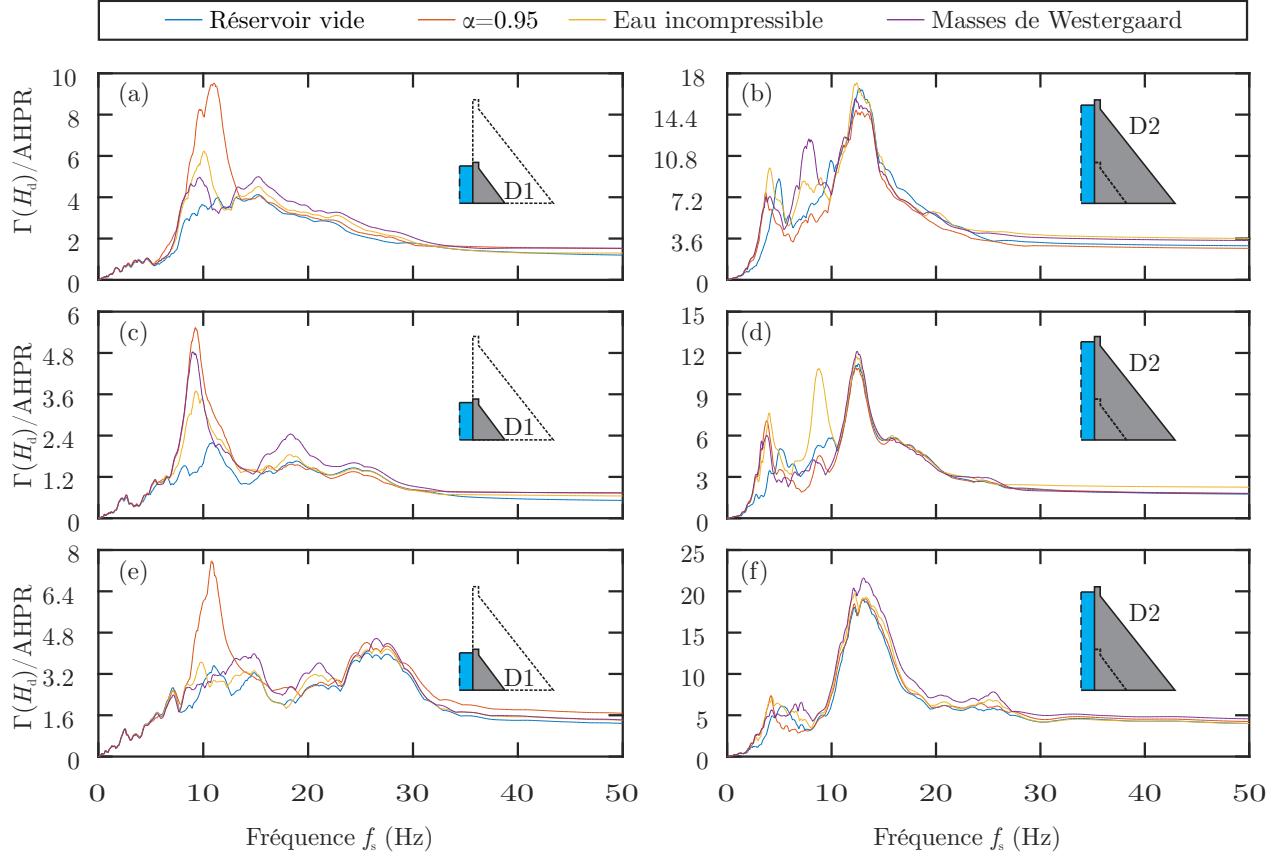


Figure 4.38 Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

Les figures 4.42 (b), (d) et (f) et 4.43 (b), (d) et (f) montrent que les différentes valeurs du coefficient d'absorption n'ont quasiment pas d'effets sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids D2. Les spectres de plancher pour toutes les valeurs du coefficient d'absorption des ondes sont presque superposés. Cela peut aussi être visualisé sur les figures des amplifications maximales (4.44 (b), (d) et (f) et 4.45 (b), (d) et (f)) des spectres de plancher suivant la hauteur de D2. Aussi, à l'exception des pics autour de la fréquence fondamentale de D2, tous les spectres de plancher horizontaux et verticaux déterminés des différentes valeurs de  $(\alpha)$  sont superposés ou en dessous des spectres de plancher correspondants de D2 sans réservoir.

Les ratios  $V/H$  de la figure 4.46 subissent des variations opposées pour D1 et similaires pour

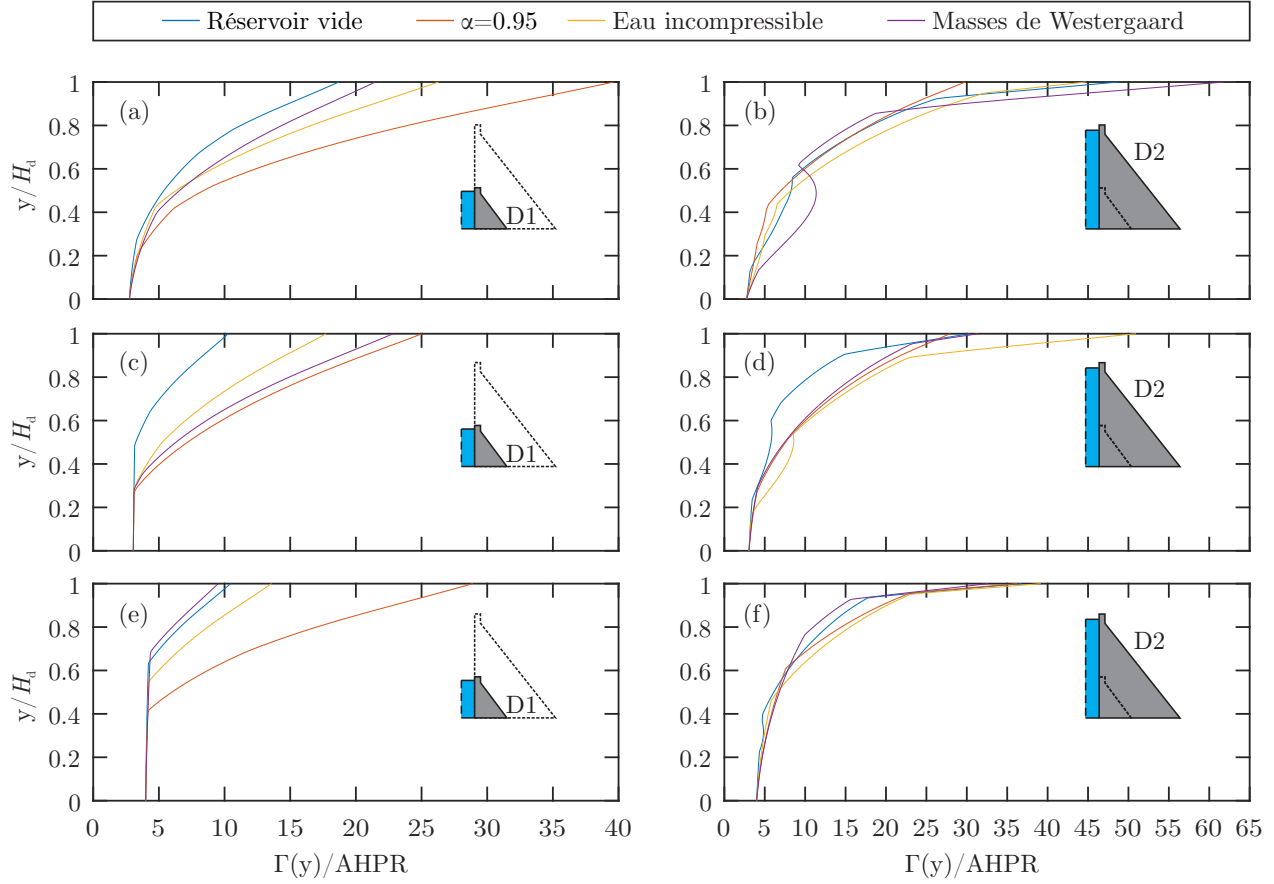


Figure 4.39 Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

D2 par rapport aux spectres de plancher ayant servi à leur calcul. Les ratios de D1 de la figure 4.46 (a), (c) et (e) sont davantage amplifiés quand  $\alpha$  s'éloigne de 1. Les ratios de D2 sur la figure 4.46 (b), (d) et (f) sont quasiment collés pour les différentes valeurs de  $\alpha$ .

En somme, les effets des valeurs du coefficient d'absorption des ondes sont plus visibles pour le barrage-poids rigide D1. Ils sont quasiment inexistantes pour le barrage-poids flexible D2. De plus, pour D1, les valeurs du coefficient d'absorption ont tendance à donner des spectres de plancher horizontaux et verticaux conservateurs par rapport à ceux de D1 sans réservoir. Alors que pour D2, les spectres de plancher déduits des différentes valeurs du coefficient d'absorption sont superposés ou en dessous de ceux de D2 sans réservoir.



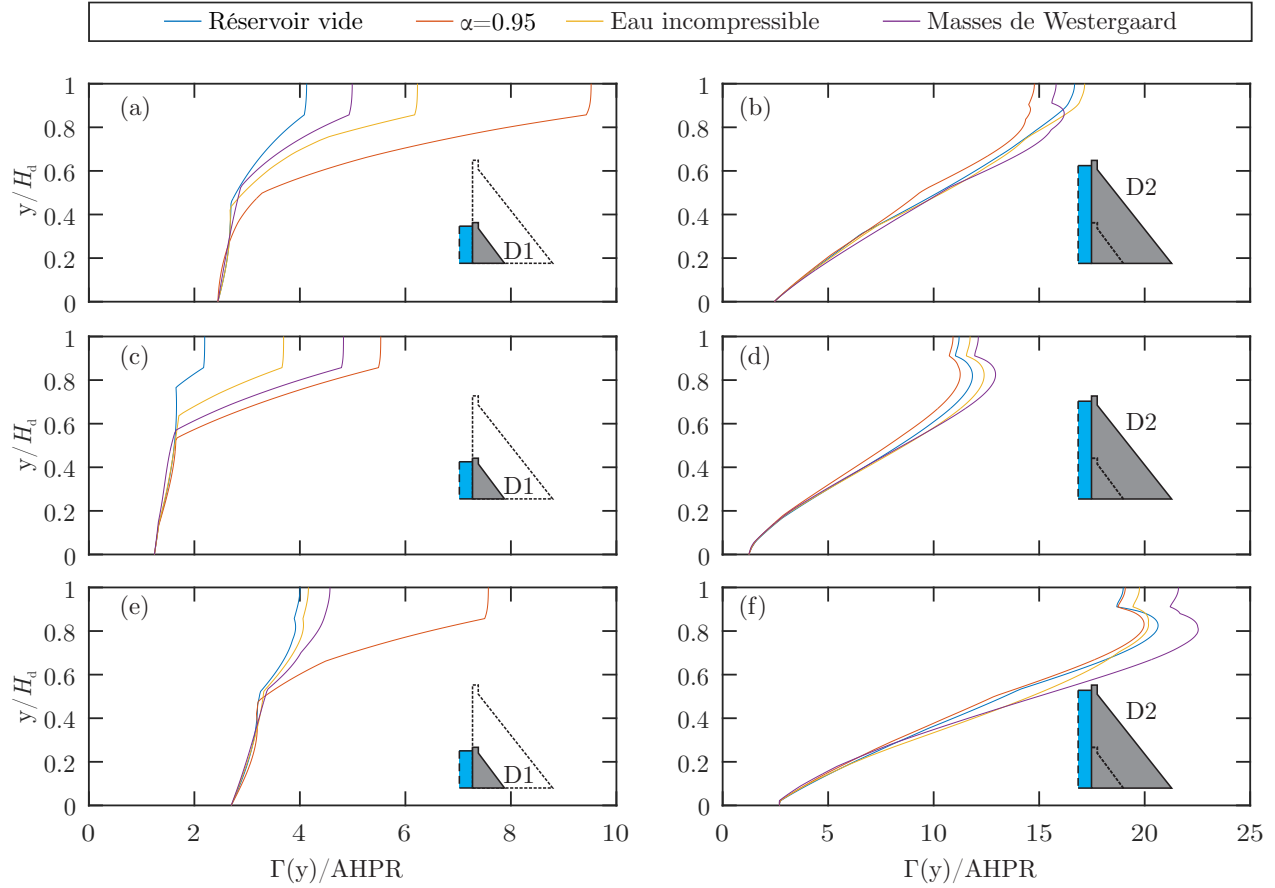


Figure 4.40 Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

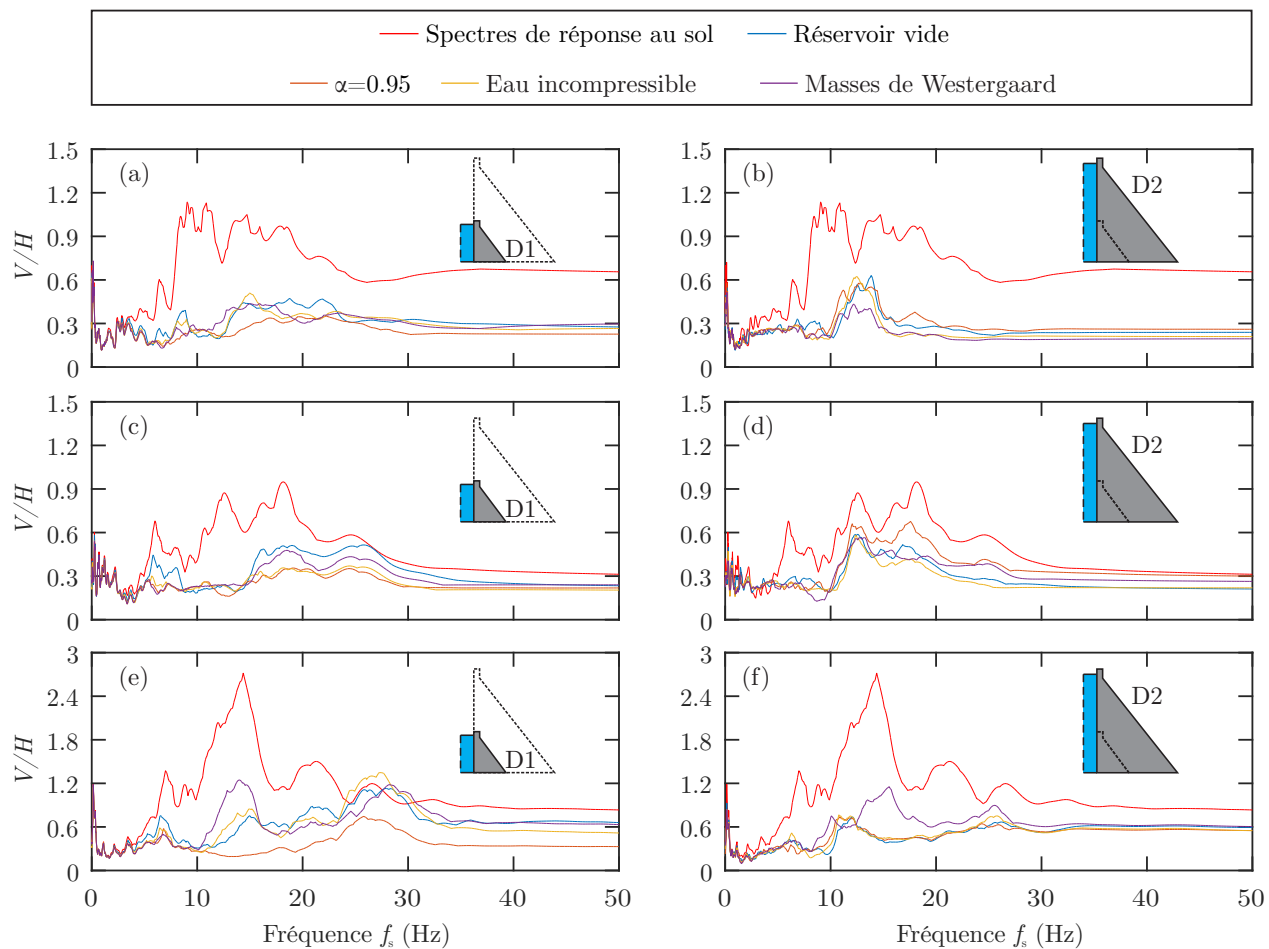


Figure 4.41 Effets de la compressibilité de l'eau du réservoir sur les ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 par les deux composantes de chacun de 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

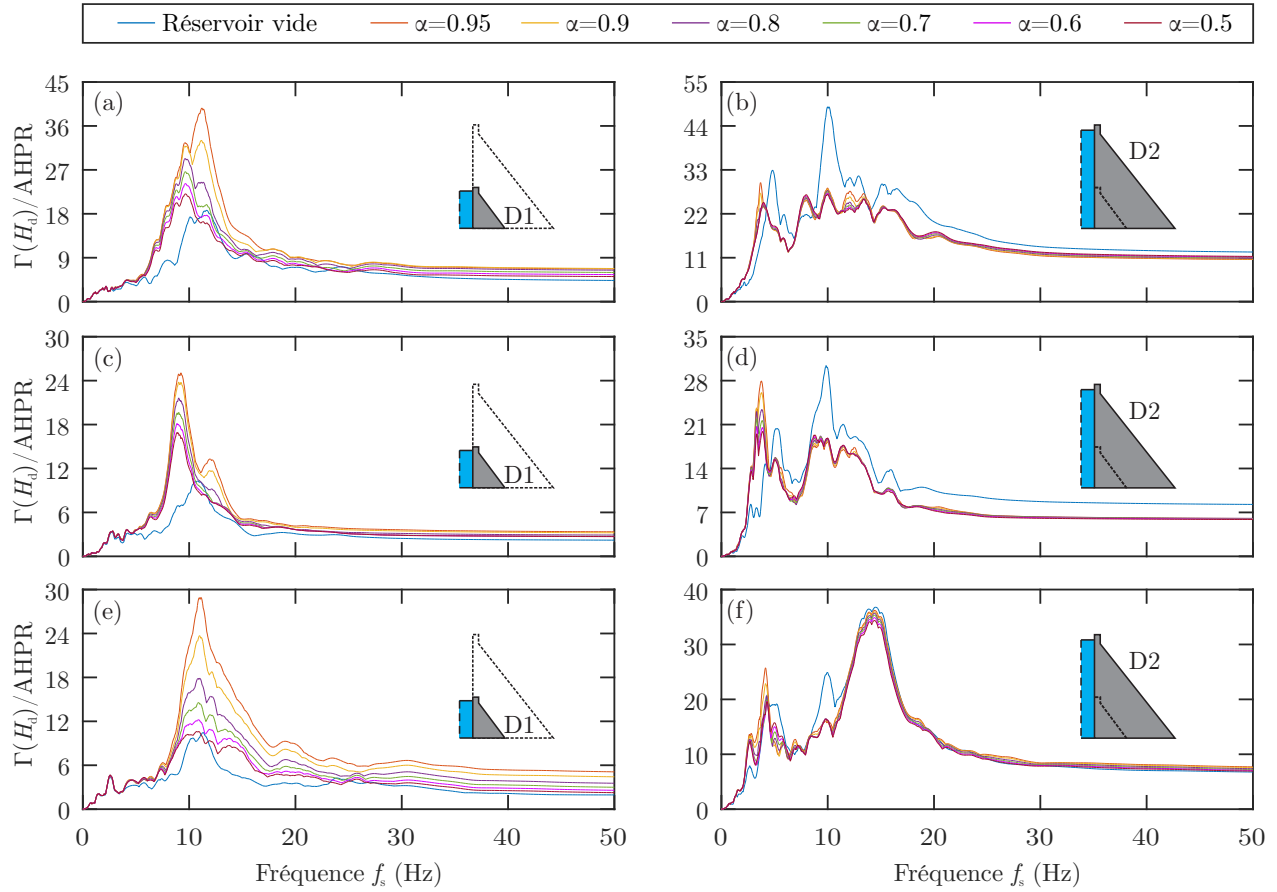


Figure 4.42 Effets de l'absorption des ondes sur les spectres de plancher horizontaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

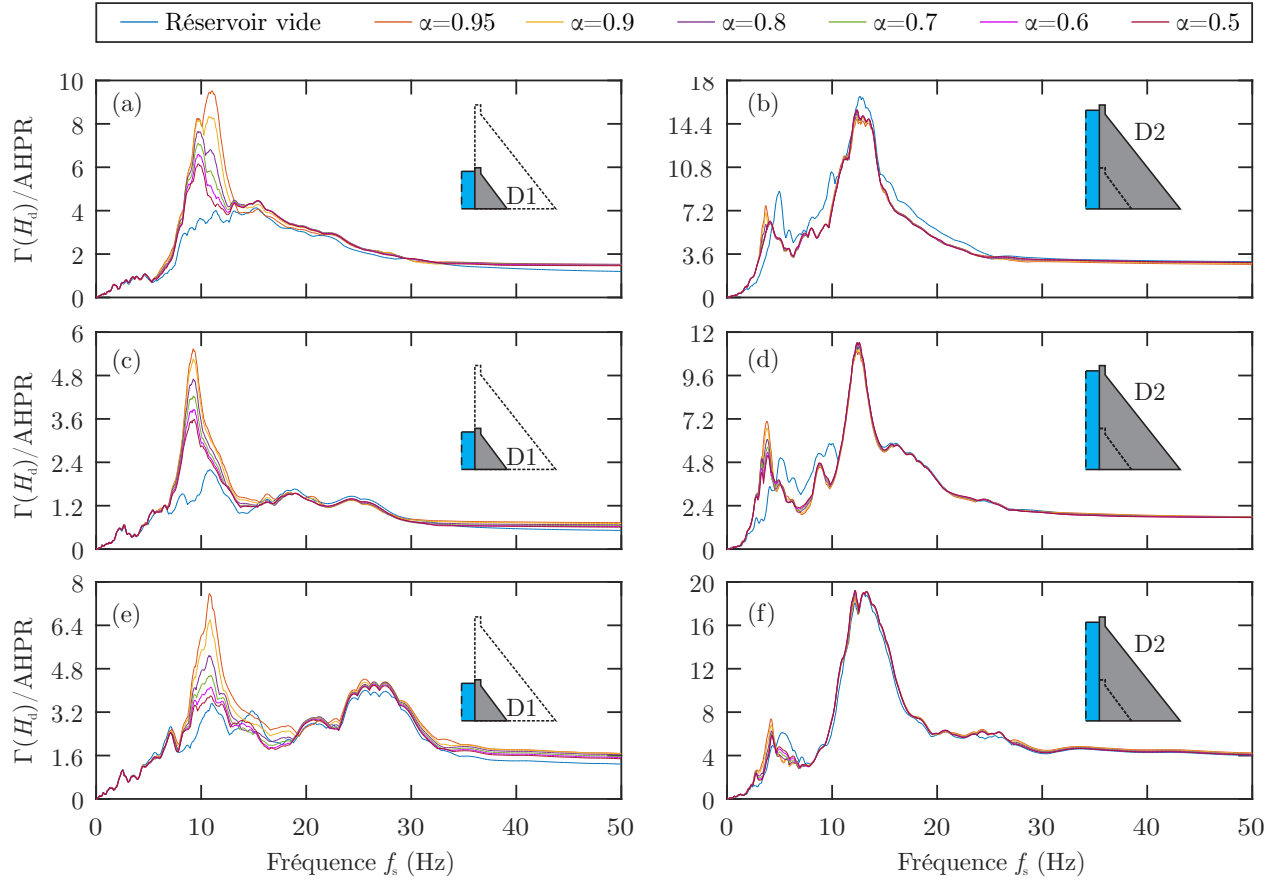


Figure 4.43 Effets de l'absorption des ondes sur les spectres de plancher verticaux obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

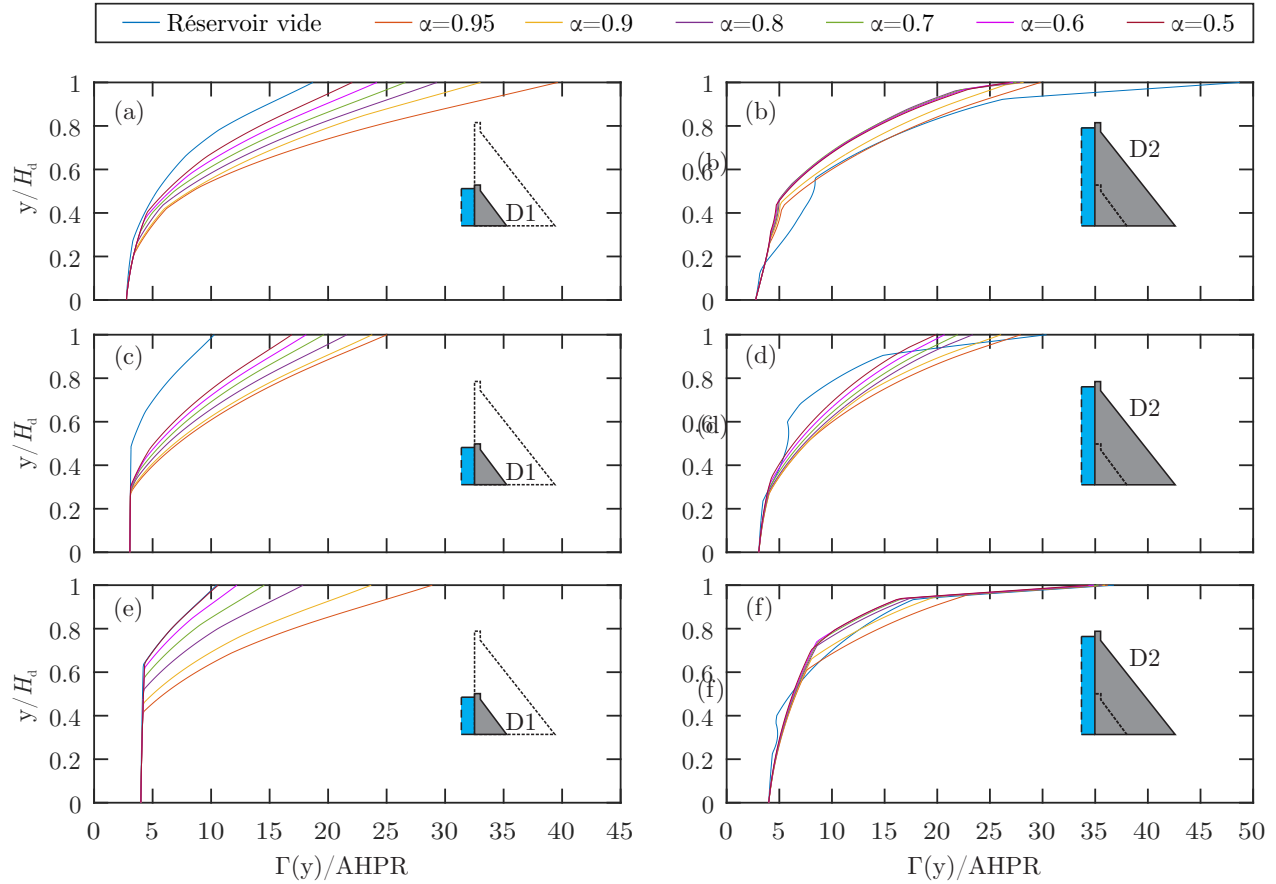


Figure 4.44 Effets de l'absorption des ondes sur les amplifications maximales des spectres de plancher horizontaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

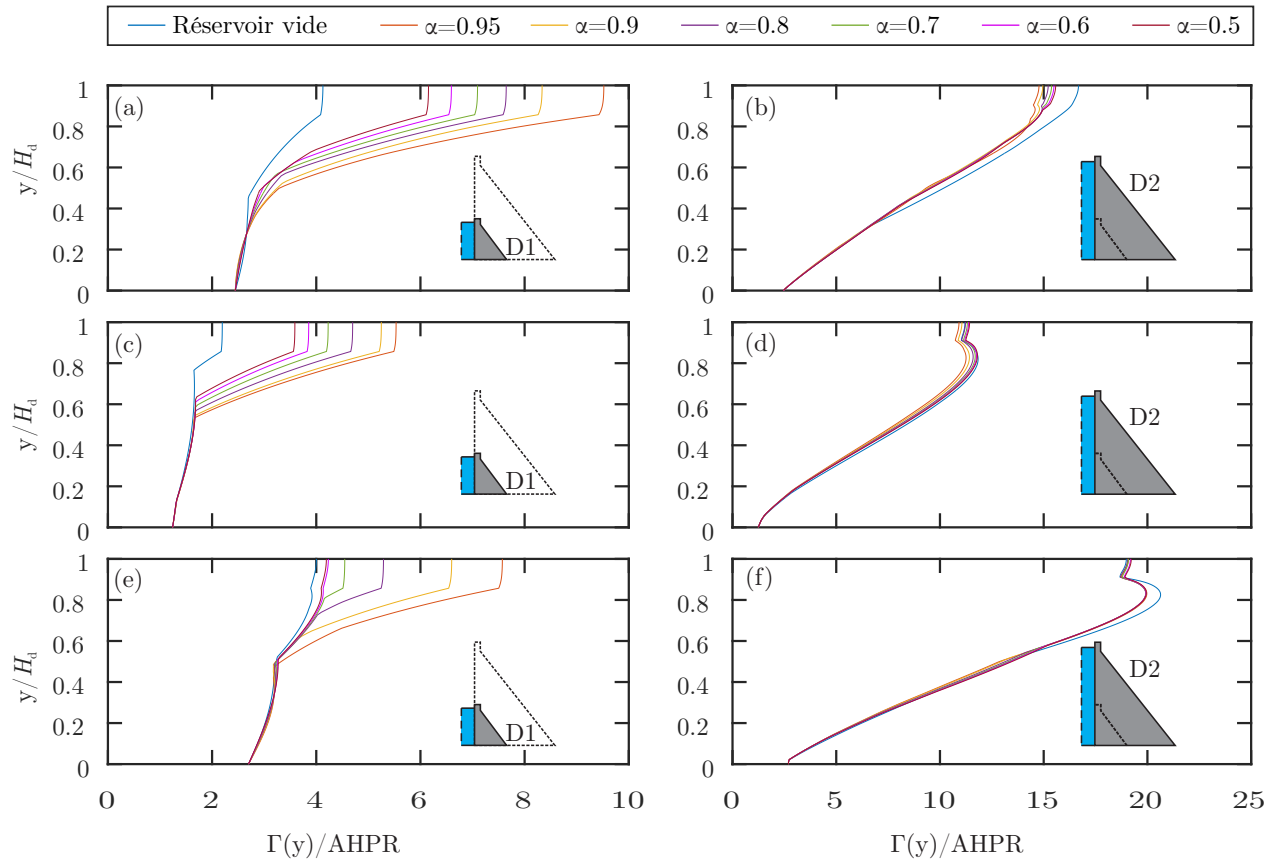


Figure 4.45 Effets de l'absorption des ondes sur les amplifications maximales des spectres de plancher verticaux, suivant les hauteurs de D1 et D2, obtenus avec les composantes horizontale et verticale de chacun des 3 séismes considérés comme chargement appliqué aux modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940) ; (c) et (d) séisme de Parkfield (1966) ; (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

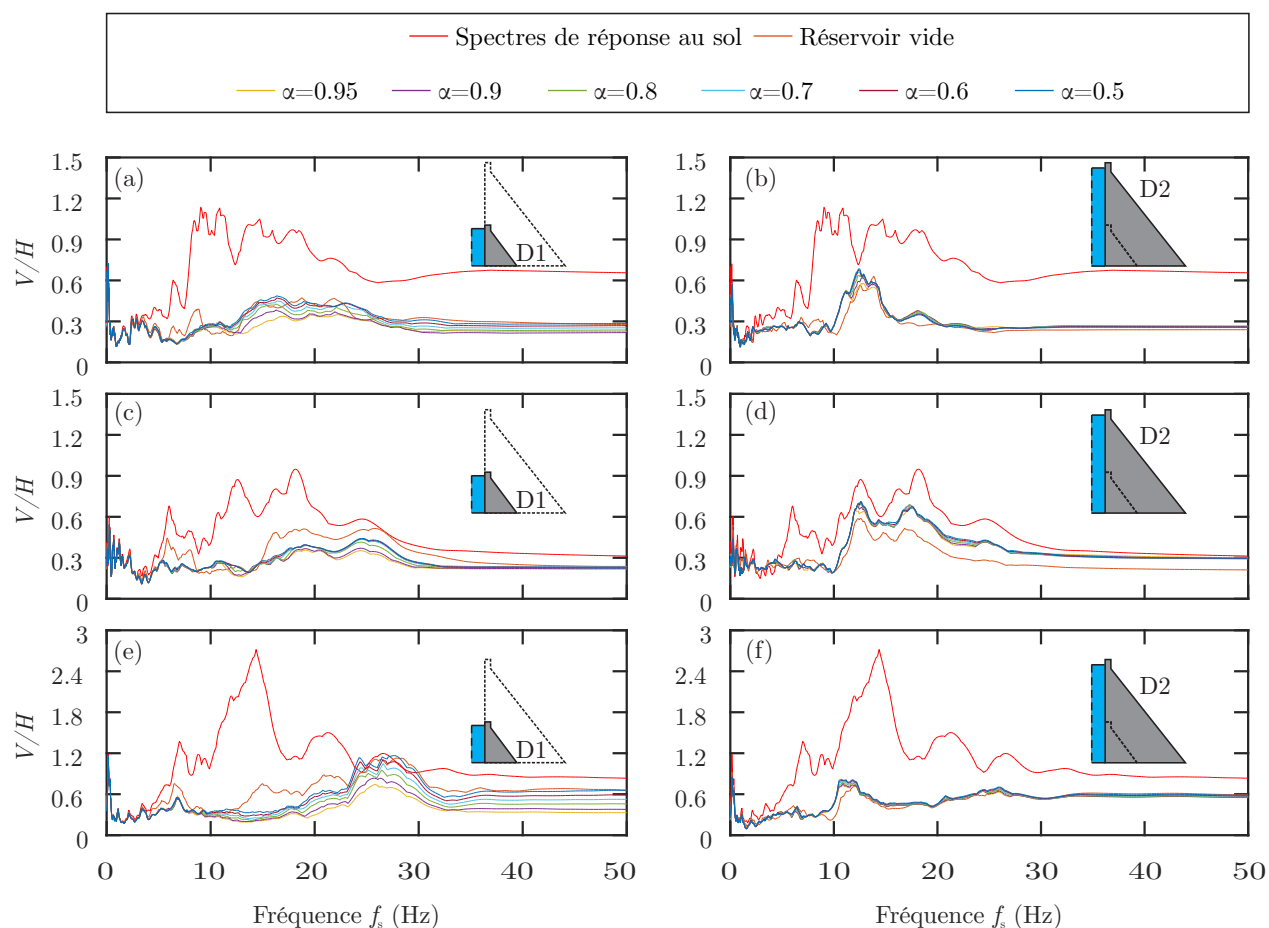


Figure 4.46 Effets de l'absorption des ondes sur les ratios des spectres de plancher déterminés en sollicitant simultanément les modèles barrages-réservoirs de D1 et D2 par les deux composantes de chacun de 3 séismes : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989)

## CHAPITRE 5

### CONCLUSION

#### 5.1 Synthèse des études

Ce travail de recherche s'est intéressé à l'évaluation des effets de la composante verticale des séismes sur les réponses sismiques des ouvrages annexes aux barrages en béton. Ces ouvrages sont essentiellement les vannes, les équipements de manutention, les bâtiments de contrôle, etc. Les réponses sismiques déterminées sont les spectres de plancher horizontaux et verticaux. La méthode des éléments finis est utilisée. Deux barrages-poids de petite et de grande tailles ont été choisis et modélisés en contraintes planes. Les composantes horizontale et verticale de trois séismes présentant des signatures temporelles et des contenus fréquentiels différents ont aussi été sélectionnées. Afin d'évaluer les effets de la composante verticale des séismes, des analyses dynamiques temporelles par superposition modale et par intégration directe ont été réalisées sur les deux barrages-poids. Deux types de sollicitation ont été retenus. Le premier type de sollicitation des barrages-poids considère seulement la composante horizontale des séismes. Le second type de sollicitation des barrages-poids inclut simultanément les composantes horizontale et verticale de chaque séisme. Les résultats des spectres de plancher de cette dernière sollicitation sont comparés à ceux de la première sollicitation en vue d'évaluer les effets de la composante verticale des séismes.

Les spectres de plancher horizontaux et verticaux des deux barrages-poids seuls obtenus des analyses dynamiques par superposition modale ont été retenus comme spectres de plancher de référence afin de caler l'amortissement de Rayleigh. Ceux des analyses dynamiques par intégration directe ont permis d'observer les effets de l'amortissement de Rayleigh et des amortissements proportionnels à la masse et à la rigidité. L'amortissement de Rayleigh amplifie les spectres de plancher au fur et à mesure que l'intervalle du couple de fréquences de calcul de cet amortissement inclut des fréquences de modes ayant une contribution significative à la réponse dynamique. En outre, l'amortissement proportionnel à la masse sous-amortit les hautes fréquences, tandis que l'amortissement proportionnel à la rigidité les sur-amortit. L'analyse dynamique par intégration directe permettant de définir l'amortissement visqueux pour le barrage-poids seul dans le cas d'une analyse prenant aussi en compte le réservoir est celle choisie pour évaluer les effets de la composante verticale des séismes. Compte tenu du



sous-amortissement significatif que peut avoir l'amortissement de Rayleigh sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux, les amortissements de Rayleigh permettant d'avoir des spectres de plancher horizontaux et verticaux se superposant (ou légèrement conservateurs) aux spectres de plancher horizontaux et verticaux de référence des analyses dynamiques par superposition modale sont choisis.

La simulation de l'interaction barrage-réservoir en considérant des éléments finis fluides est réalisée après une étude de convergence. Le réservoir est modélisé selon différentes hypothèses : une eau compressible, une eau incompressible et aussi les masses ajoutées de Westergaard. Les spectres de plancher horizontaux et verticaux de même que leurs valeurs maximales suivant les hauteurs des barrages-poids sont étudiés. Les ratios des spectres de plancher verticaux et horizontaux sont comparés à ceux des ratios des spectres de réponse verticaux et horizontaux des trois séismes.

Des différentes analyses, les conclusions principales suivantes peuvent être formulées sur les effets de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux :

- Les analyses de la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux suivant la longueur de troncature des réservoirs des deux barrages-poids ont montré que la considération simultanée des composantes horizontale et verticale de chaque séisme nécessite une plus grande longueur de troncature que lorsque seule la composante horizontale de chaque séisme est utilisée pour obtenir la convergence des spectres de plancher horizontaux et verticaux des deux barrages-poids.
- La comparaison des spectres de plancher horizontaux des barrages-poids seuls a montré que la composante verticale a un très faible effet sur les spectres de plancher horizontaux, sauf dans le cas du barrage-poids de grande taille où une forte amplification est constatée. Pour ce qui est des spectres de plancher verticaux des barrages-poids seuls, la composante verticale amplifie significativement les spectres de plancher verticaux des deux barrages-poids.
- Lorsque l'interaction fluide-structure est considérée avec une eau compressible, la composante verticale occasionne une amplification des spectres de plancher horizontaux. Son effet est davantage plus important pour le barrage-poids de petite taille. Aussi, l'importance de son effet dépend du séisme considéré. Son effet est toujours important pour ce qui est des spectres de plancher verticaux.
- Quand l'interaction fluide-structure est simulée avec une eau incompressible ou avec

les masses ajoutées de Westergaard, les effets de la composante verticale des séismes restent similaires à ceux observés pour les modèles des barrages-poids seuls.

- Lorsque les barrages-poids sont sollicités simultanément par les composantes horizontale et verticale des séismes, la comparaison des spectres de plancher horizontaux et verticaux, selon les différentes hypothèses de modélisation du réservoir, a conduit à la conclusion que le réservoir par une eau compressible amplifie plus les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids de petite taille. Pour le barrage-poids de grande taille, les spectres de plancher les plus amplifiés sont plutôt dépendant du séisme que de la modélisation du réservoir.
- Par ailleurs, l'analyse de l'amplification des spectres de plancher horizontaux et verticaux pour différentes valeurs du coefficient d'absorption des ondes a permis de déduire que ces spectres de plancher sont de plus en plus amplifiés quand les valeurs du coefficient d'absorption des ondes s'approchent de l'unité, ceci pour le barrage-poids de petite taille. Les variations des valeurs du coefficient d'absorption des ondes n'a quasiment pas d'effets sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux du barrage-poids de grande taille.
- Enfin, la comparaison des ratios des spectres de plancher verticaux et horizontaux aux ratios des spectres des composantes horizontale et verticale de chaque séisme a montré que le premier ratio est principalement en dessous du second. Cette observation est vérifiée pour les barrages-poids seuls et aussi avec leur réservoir. Le ratio des spectres de réponse au sol des séismes n'est donc pas conservé à la crête des barrages-poids.

De ces conclusions, il convient de retenir que la composante verticale des séismes peut avoir un effet significatif sur la réponse sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton. L'importance de son effet sur les amplitudes des spectres de plancher horizontaux et verticaux varie selon le barrage-poids étudié et aussi selon le séisme considéré. Cependant, sa prise en compte est nécessaire pour une estimation judicieuse des spectres de plancher horizontaux et verticaux de barrages-poids avec leur réservoir modélisés par des éléments finis fluides ou avec les masses ajoutées de Westergaard.

## 5.2 Perspectives de recherche

Toutes les analyses menées dans ce projet de recherche ont été réalisées en considérant un comportement linéaire des barrages et de leurs structures et équipements annexes. Cependant, le glissement aux joints barrage-fondation, aux joints de levée, la fissuration et la plastification des ouvrages annexes sont très souvent rencontrés dans les études de compor-

tement non linéaire des barrages en béton. Les effets de leur modélisation combinés à ceux de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux peuvent être considérés pour des études futures.

Aussi, l'analyse sismique des barrages peut nécessiter de considérer des accélérogrammes étalonnés ou ajustés en l'absence d'accélérogrammes naturels obtenus du site du barrage à l'étude. Les effets de l'étalonnage et de l'ajustement combinés à ceux de la composante verticale des séismes sur les spectres de plancher horizontaux et verticaux peuvent être aussi explorés.

## RÉFÉRENCES

ADINA, *Theory and Modeling Guide. Report ARD 06-7*, 2016.

ASCE, *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCE/SEI 7-10 éd. American Society of Civil Engineers, 2010.

A. Asfura et A. Der Kiureghian, “Floor response spectrum method for seismic analysis of multiply supported secondary systems”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 14, no. 2, pp. 245–265, 1986.

ATC et SEAOC, *Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings : a cooperative effort with the design professions, building code interests, and the research community*. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1978, vol. 510.

D. Aubry et J.-M. Crepel, “Interaction sismique fluide-structure. application aux barrages voûte”, Coyne et Bellier, Paris, FRANCE, Rapp. tech., 1986.

M. Azmi et P. Paultre, “Three-dimensional analysis of concrete dams including contraction joint non-linearity”, *Engineering Structures*, vol. 24, no. 6, pp. 757–771, 2002.

H. Bachmann, S. O. fédéral des eaux et de la géologie, et C. Marro, *Conception parasismique des bâtiments : principes de base à l’attention des ingénieurs, architectes, maîtres d’ouvrages et autorités*. Office fédéral des eaux et de la géologie, 2002.

K.-J. Bathe et E. L. Wilson, *Numerical methods in finite element analysis*. Prentice-Hall Englewood Cliffs, NJ, 1976, vol. 197.

J. M. Biggs et J. Roesset, “Seismic analysis of equipment mounted on a massive structure.” Massachusetts Inst. of Tech., Cambridge, Rapp. tech., 1970.

N. Bouaanani et F. Y. Lu, “Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam–reservoir systems”, *Computers & Structures*, vol. 87, no. 3, pp. 206–224, 2009.

N. Bouaanani et B. Miquel, “A new formulation and error analysis for vibrating dam–reservoir systems with upstream transmitting boundary conditions”, *Journal of Sound and Vibration*, vol. 329, no. 10, pp. 1924–1953, 2010.

- N. Bouaanani et S. Renaud, “Effects of fluid–structure interaction modeling assumptions on seismic floor acceleration demands within gravity dams”, *Engineering Structures*, vol. 67, pp. 1–18, 2014.
- L. Briggs, “Seismic response spectra for equipment design in nuclear power plants”, 1971.
- Y. Chen et T. Soong, “Seismic response of secondary systems”, *Engineering Structures*, vol. 10, no. 4, pp. 218–228, 1988.
- A. K. Chopra, “Earthquake response of concrete gravity dams”, University of California, Berkeley, Rapp. tech. UCB/EERC-70/01, 1970.
- , “Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering. 2007”, 2007.
- R. Clough et J. Penzien, “Dynamics of structures”, 1993.
- N. R. Council, *Earthquake engineering for concrete dams : design, performance, and research needs*. National Academies Press, 1991.
- A. Der Kiureghian, J. L. Sackman, et B. Nour-Omid, “Dynamic analysis of light equipment in structures : Response to stochastic input”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 109, no. 1, pp. 90–110, 1983.
- W. P. Donlon et J. F. Hall, “Shaking table study of concrete gravity dam monoliths”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 20, no. 8, pp. 769–786, 1991.
- EDF, *Documentation Code Aster*, 2017. En ligne : <http://code-aster.org>
- G. C. Everstine, “A symmetric potential formulation for fluid-structure interaction”, *Journal of Sound and Vibration*, vol. 79, no. 1, pp. 157–160, 1981.
- G. Fenves et A. K. Chopra, “Earthquake analysis and response of concrete gravity dams”, University of California, Berkeley, Rapp. tech. UCB/EERC-84/10, 1984.
- FERC, *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects – Draft chapter III : Gravity Dams*, Federal Energy Regulatory Commission, Office of energy projects, 2002.
- M. B. Ftima et P. Léger, “Seismic stability of cracked concrete dams using rigid block models”, *Computers & Structures*, vol. 84, no. 28, pp. 1802–1814, 2006.

- F. Ghrib, P. Léger, R. Tinawi, R. Lupien, et M. Veilleux, “Seismic safety evaluation of gravity dams”, *Journal of Hydropower and Dams*, vol. 4, pp. 126 – 138, 1997.
- A. K. Gupta et J. M. Tembulkar, “Dynamic decoupling of multiply connected MDOF secondary systems”, *Nuclear Engineering and Design*, vol. 81, no. 3, pp. 375–383, 1984.
- O. Gupta et A. Lacoste, “Prise en compte du risque sismique à la conception des ouvrages de génie civil d’installations nucléaire de base à l’exception des stockages à long terme des déchets radioactifs. guide de l’autorité de sûreté nucléaire”, ASN/GUIDE/2/01. Autorité de Sûreté Nucléaire, Rapp. tech., 2006.
- M. Hariri-Ardebili, “Concrete dams : From failure modes to seismic fragility”, *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, pp. 1–26, 2016.
- M. Hariri-Ardebili et V. Saouma, “Collapse fragility curves for concrete dams : Comprehensive study”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, no. 10, p. 04016075, 2016.
- G. Housner, “Design spectrum, chapter 5 in earthquake engineering, edited by RL Wiegel”, 1970.
- J. Humar et A. Jablonski, “Boundary element reservoir model for seismic analysis of gravity dams”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 16, no. 8, pp. 1129–1156, 1988.
- ICOLD, “Seismic design and evaluation of structures appurtenant to dams”, International Commission on Large Dams, Rapp. tech. Bulletin 123, 2002.
- , “ICOLD position paper on dam safety and earthquakes”, International Commission on Large Dams, Rapp. tech. Bulletin 123, 2012.
- R. B. Jansen, *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*. Springer Science & Business Media, 2012.
- K. K. Kapur et L. C. Shao, “Generation of seismic floor response spectra for equipment design”, dans *Structural Design of Nuclear Plant Facilities*. ASCE, 1973, p. 29.
- K. Kawashima, “Damage of bridges due to the 2011 great east Japan earthquake”, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, vol. 12, no. 4, pp. 4\_319–4\_338, 2012.
- J. Lee et G. L. Fenves, “A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 27, no. 9, pp. 937–956, 1998.

K. Lilhanand et W. S. Tseng, “Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra”, *Development*, vol. 3, pp. 7–8, 1988.

G. Lin, J. Zhou, et C. Fan, “Dynamic model rupture test and safety evaluation of concrete gravity dams”, *Dam Engineering*, vol. 4, no. 3, pp. 769–786, 1993.

MEDDE-DGPR, *Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques*. Ministère de l’Écologie, du Développement Durable et de l’Énergie (MEDDE) - Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR), 2014.

E. Messio, “Nouvel algorithme pour l’analyse non-linéaire simplifiée de la stabilité sismique des barrages poids”, Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, 2016.

D. Michaud et P. Léger, “Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in eastern north america”, *Canadian Journal of Civil engineering*, vol. 41, no. 3, pp. 232–244, 2014.

B. Mills-Bria, *State-of-practice for the nonlinear analysis of concrete dams at the Bureau of Reclamation*. USA : US Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, 2006.

B. Miquel, “Nouvelles techniques pratiques pour la modélisation du comportement dynamique des systèmes eau-structure”, Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, 2012.

H. J.-P. Morand et R. Ohayon, *Fluid structure interaction*. John Wiley, 1995.

C. R. Noble, “Finite element techniques for realistically simulating the seismic response of concrete dams”, Thèse de doctorat, University of California, 2007.

NRCC, *National building code of Canada 2015*. National Research Council of Canada (NRCC), 2015.

P. Paultre, *Dynamics of structures*. John Wiley & Sons, 2013.

PEER, “Pacific earthquake engineering research center”, 2017. En ligne : <http://peer.berkeley.edu/>

K. Peters, D. Schmitz, et U. Wagner, “Determination of floor response spectra on the basis of the response spectrum method”, *Nuclear Engineering and Design*, vol. 44, no. 2, pp. 255–262, 1977.

T. Pickel, “Evaluation of nuclear system requirements for accommodating seismic effects”, *Nuclear Engineering and Design*, vol. 20, no. 2, pp. 323–337, 1972.

J. Rainer et O. Dascal, “Behaviour of instrumented Hydro-Québec dams during the saguenay earthquake”, dans *Proceedings of Canadian Dam Safety Conference, Whistler, Canada*; p. 189-202, 1991.

S. Renaud, N. Bouaanani, et B. Miquel, *Efficiency and limits of the progressive approach to assess the stability of gravity dams : case study of a stepped foundation*, Edmonton, 2015.

R. Scanlan et K. Sachs, “Floor response spectra for multi-degree-of-freedom systems by fourier transform”, dans *Structural mechanics in reactor technology*, Netherlands, 1975.

M. P. Singh, “Generation of seismic floor spectra”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 101, pp. 593–607, 1975.

———, “Seismic design input for secondary systems”, *Journal of the Structural Division*, vol. 106, no. 2, pp. 505–517, 1980.

M. P. Singh et A. M. Sharma, “Seismic floor spectra by mode acceleration approach”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 111, no. 11, pp. 1402–1419, 1985.

R. Tinawi, P. Léger, M. Leclerc, et G. Cipolla, “Seismic safety of gravity dams : from shake table experiments to numerical analyses”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, no. 4, pp. 518–529, 2000.

USACE, “Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures”, United States Army Corps of Engineers, Washington, Rapp. tech. EM 1110-2-6050, Engineering and Design, 1999.

USNRC, “Development of floor design response spectra for seismic design of floor-supported equipment or components”, Nuclear Regulatory Commission, Rapp. tech., 1976.

USNRC *et al.*, *Standard review plan*. US Nuclear Regulatory Commission, Office of Nuclear Reactor Regulation, 1975.

———, “Design response spectra for nuclear power plants”, *Washington, DC, Regulatory Guide*, vol. 1, p. 60, 1976.

USSD, “Observed performance of dams during earthquakes”, U.S. Society on Dams, Rapp. tech. 03, 2014.



——, “It’s a small world : Managing our water resources”, dans *37th Annual USSD Conference Anaheim, California*, 2017.

R. Villaverde, “Seismic design of secondary structures : state of the art”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, no. 8, pp. 1011–1019, 1997.

G. Wang, Y. Wang, W. Zhou, et C. Zhou, “Integrated duration effects on seismic performance of concrete gravity dams using linear and nonlinear evaluation methods”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 79, pp. 223–236, 2015.

G. Wang, Y. Wang, W. Lu, P. Yan, W. Zhou, et M. Chen, “A general definition of integrated strong motion duration and its effect on seismic demands of concrete gravity dams”, *Engineering Structures*, vol. 125, pp. 481–493, 2016.

H. M. Westergaard, “Water pressures on dams during earthquakes”, *Journal of ASCE Transactions*, vol. 98, pp. 418–472, 1933.

M. Wieland, “ICOLD’s revised seismic design and performance criteria for large storage dams”, *INCOLD Journal (A Half Yearly Technical Journal of Indian Committee on Large Dams)*, vol. 5, no. 2, pp. 42–48, 2016.

M. Wieland et B. H. Fan, “The activities of the international commission on large dams (ICOLD) in the earthquake safety of large dams”, dans *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.

M. Wieland et S. Malla, “Earthquake safety of an arch-gravity dam with a horizontal crack in the upper portion of the dam”, dans *Proc. 12th World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*, 2000.

C. N. Zangar, *Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects*. Technical Information Office, 1952, no. 11.

C. Zhang, “The performance of dams during the Wenchuan 5-12 earthquake and lessons learned from the event”, *Journal of Earthquake and Tsunami*, vol. 5, no. 04, pp. 309–327, 2011.

O. C. Zienkiewicz et R. E. Newton, “Coupled vibrations in a structure submerged in a compressible fluid”, dans *International Symposium on Finite Element Techniques*, 1969.

## ANNEXE A VALIDATION NUMÉRIQUE DU CALCUL DES SPECTRES DE PLANCHER

### Introduction

Afin de réaliser les analyses des spectres de plancher sur le logiciel ADINA, une analyse comparative des spectres de plancher déterminés selon les méthodes d'analyse dynamiques par superposition modale et par intégration directe a été faite entre le logiciel libre Code Aster ([www.code-aster.org](http://www.code-aster.org)) et le logiciel commercial ADINA. Ces analyses ont été réalisées sur le barrage-poids D2 de hauteur 90 m. Elles ont eu pour objectif principal de valider la méthodologie suivie pour le calcul des spectres de plancher présentés dans ce mémoire. Seuls les résultats des accélérations absolues et des spectres de plancher horizontaux au centre de la crête de D2 sont présentés. Ces résultats sont obtenus en sollicitant D2 par la composante horizontale seule du séisme de l'Imperial Valley.

Pour la réalisation de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale, les mêmes paramètres de calcul ont été choisis pour les deux logiciels. Plus exactement, 25 modes ont été retenus, un amortissement modal de 5% est aussi choisi et enfin un pas de temps  $\Delta t = 0.001$  s est défini.

Les analyses dynamiques par intégration directe ont été effectuées en considérant les fréquences du premier mode et du dernier mode pour le calcul des paramètres de Rayleigh. Le schéma d'intégration numérique inconditionnellement stable ( $\alpha_N = 0.25$  et  $\delta_N = 0.5$ ) de Newmark est celle utilisée.

### Résultats de l'analyse dynamique par superposition modale

Les figures A.1 et A.2 présentent respectivement les comparaisons des accélérations absolues et des spectres de plancher horizontaux obtenus des analyses dynamiques temporelles par superposition modale réalisées sur les deux logiciels. Comme cela peut être constaté, les accélérations absolues de même que les spectres de plancher sont identiques. Les accélérations absolues ont été présentées sur 5 s pour une meilleure visualisation des deux résultats de comparaison.

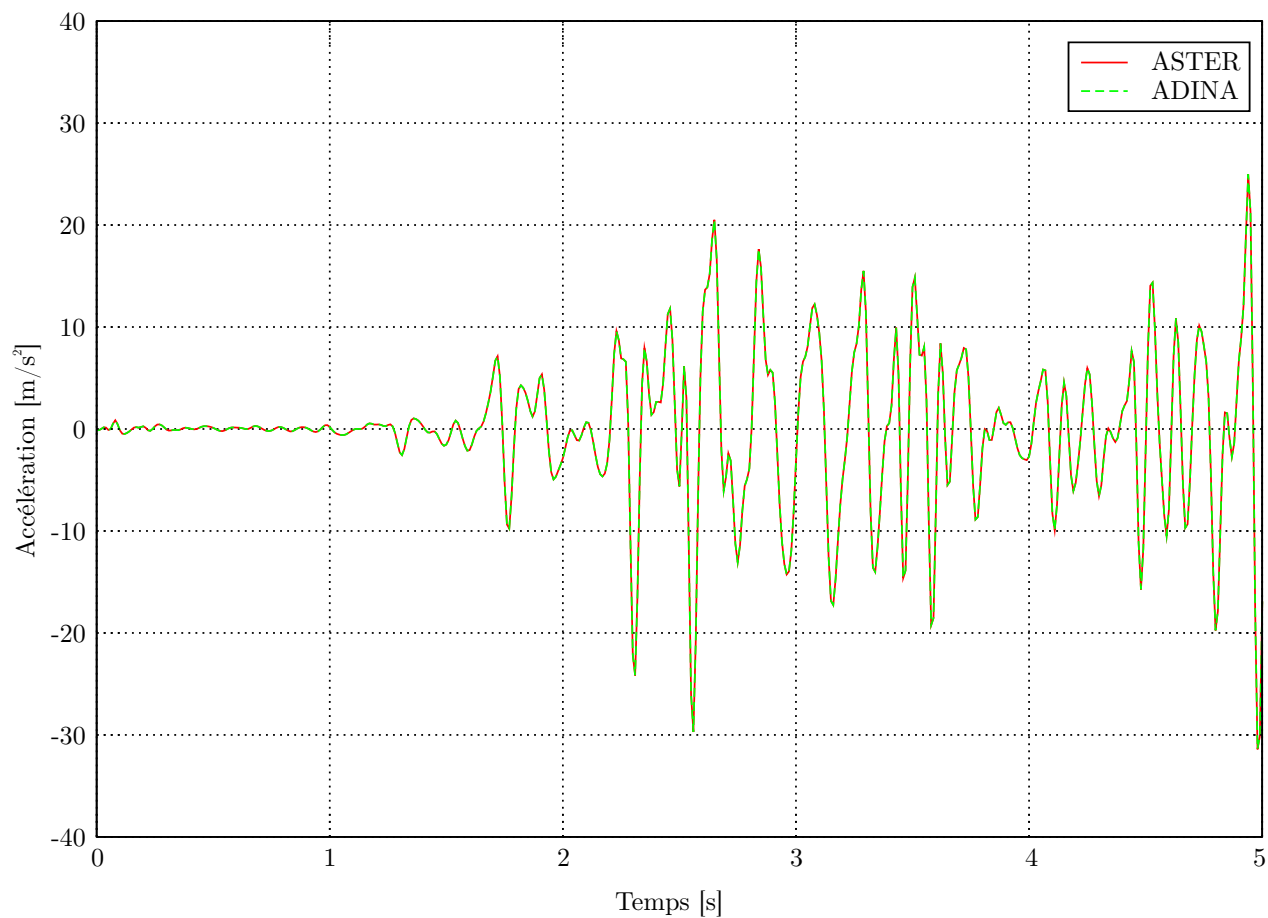


Figure A.1 Comparaison des accélérations absolues de l'analyse dynamique par superposition modale réalisée sur Code Aster et ADINA

### Résultats de l'analyse dynamique par intégration directe

Les comparaisons des accélérations absolues et des spectres de plancher horizontaux obtenus des analyses dynamiques temporelles par intégration directe réalisées sur les deux logiciels sont présentés respectivement sur les figures A.3 et A.4. Par ces figures, il est aussi possible de remarquer que les résultats sont identiques.

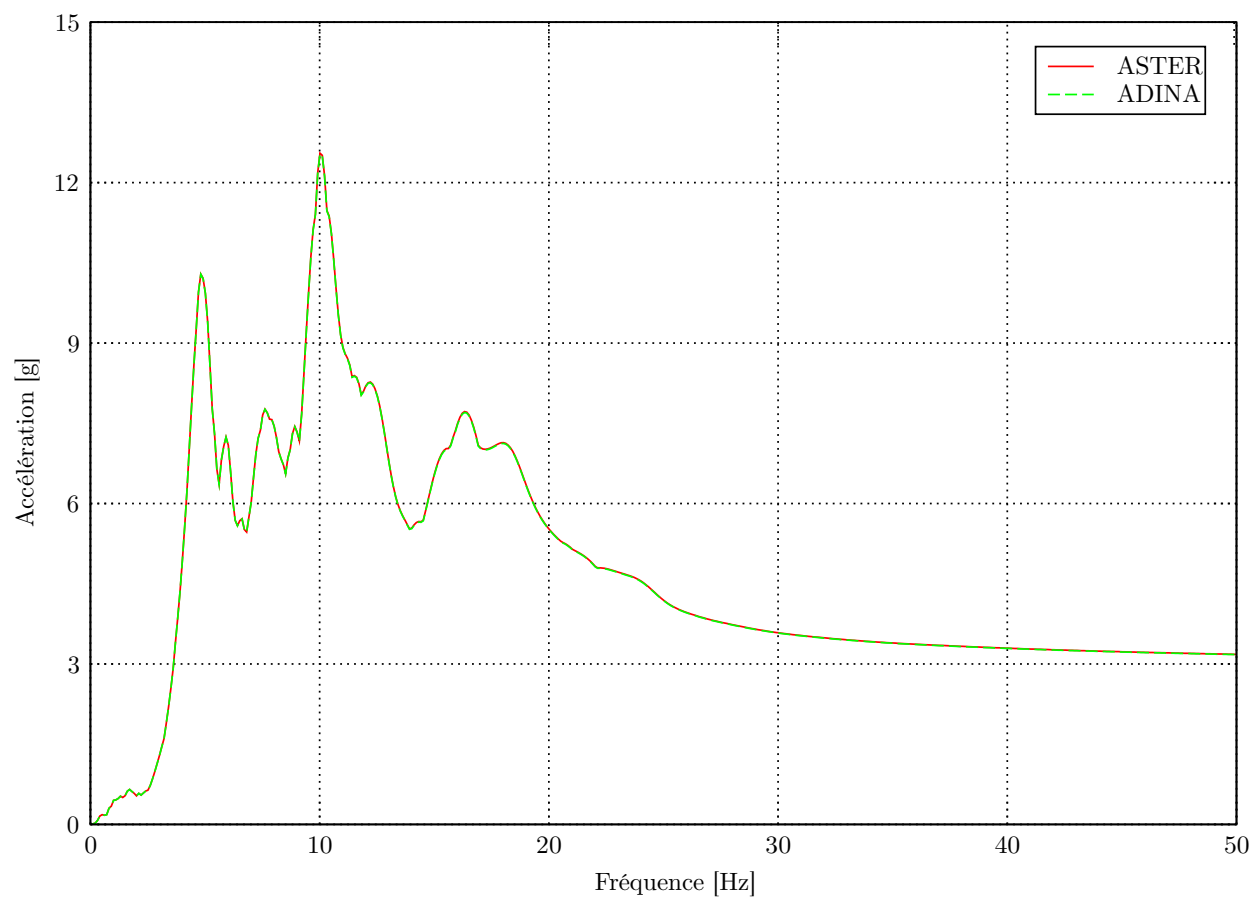


Figure A.2 Comparaison des spectres de plancher horizontaux de l'analyse dynamique par superposition modale réalisée sur Code Aster et ADINA

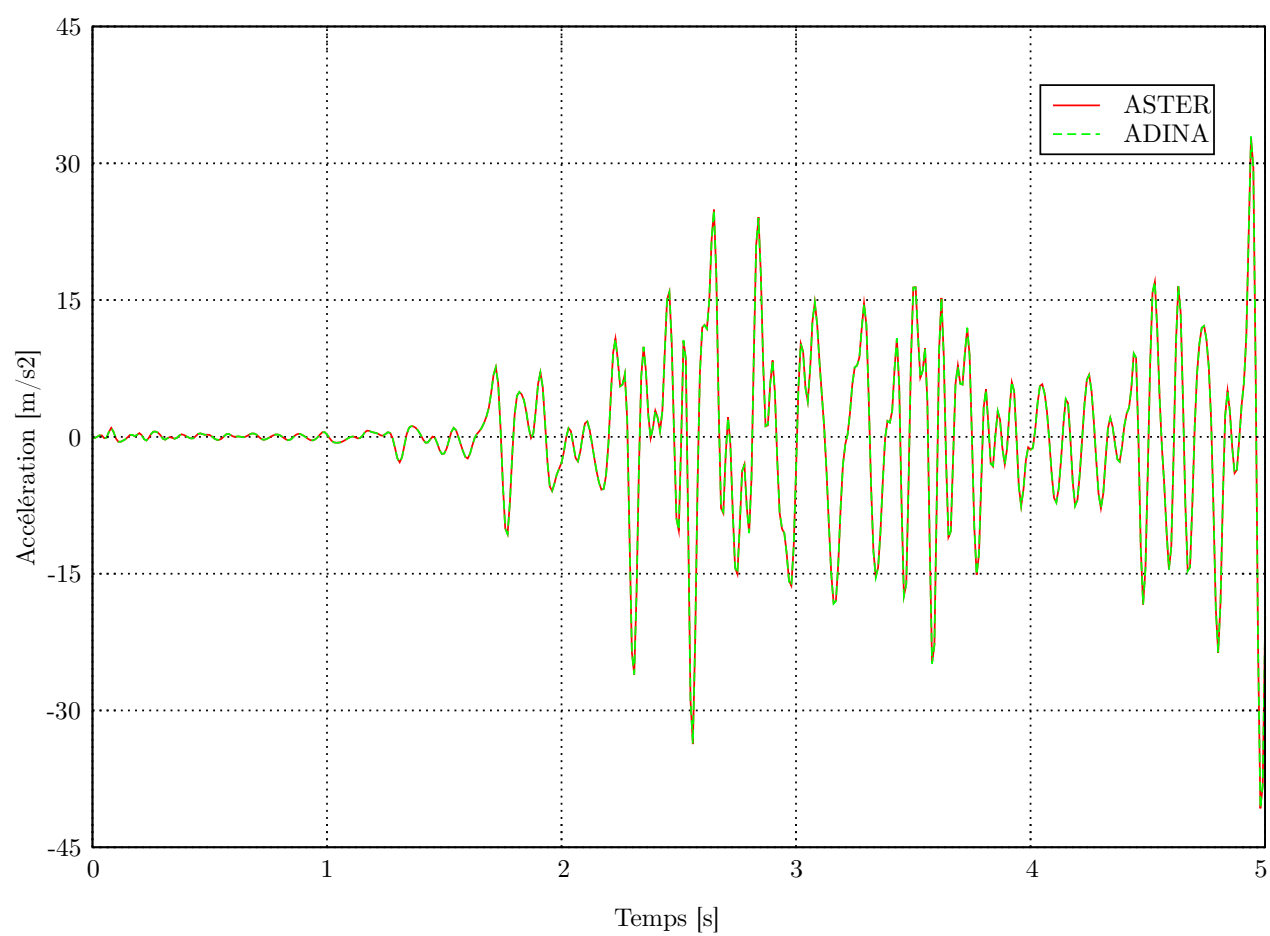


Figure A.3 Comparaison des accélérations absolues de l'analyse dynamique par intégration directe réalisée sur Code Aster et ADINA

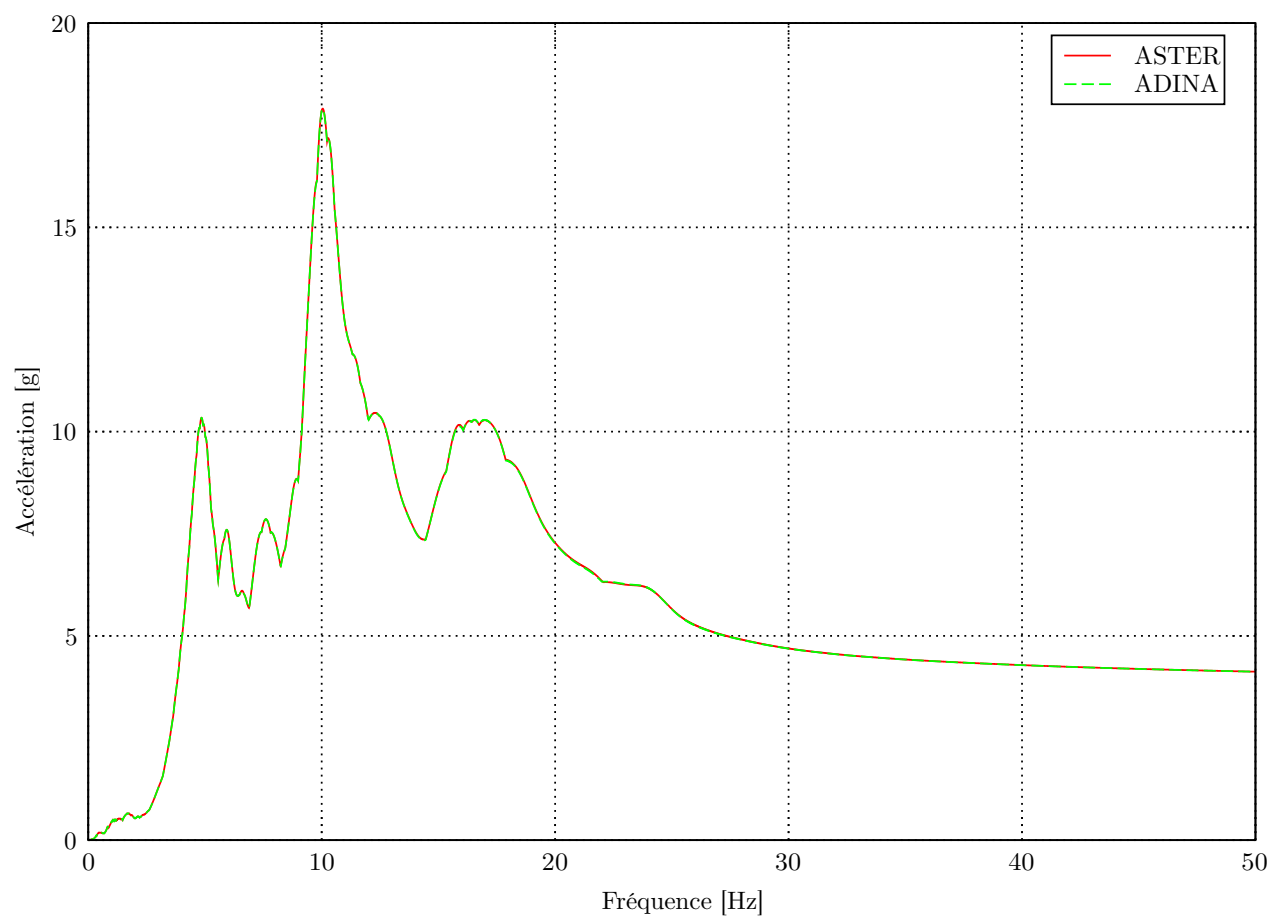


Figure A.4 Comparaison des spectres de plancher horizontaux de l'analyse dynamique par intégration directe réalisée sur Code Aster et ADINA